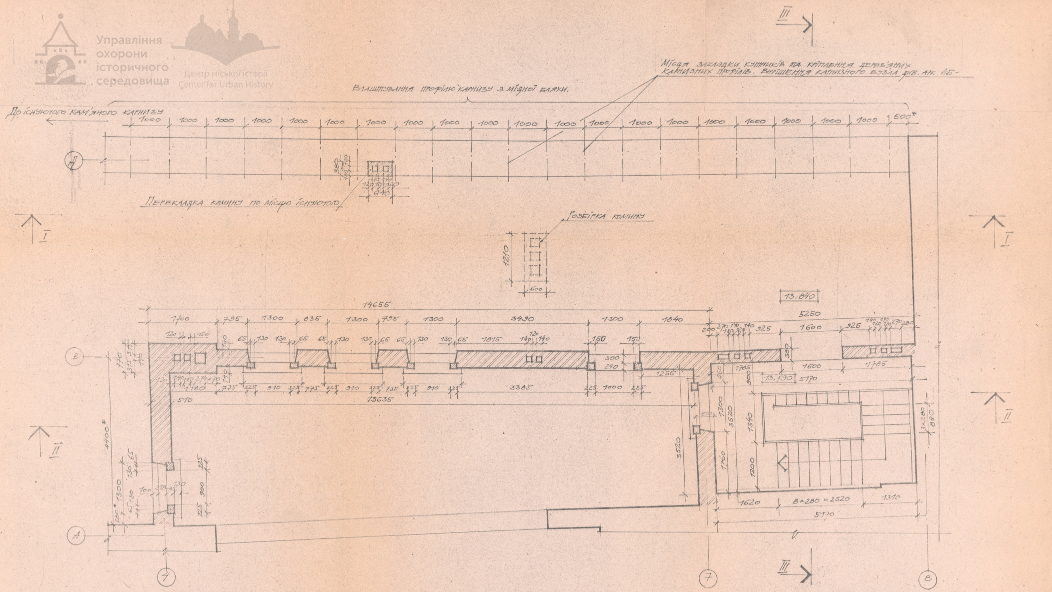
Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



• Даний аркуш розглядати разом з аркушами АБ-8,9,10,11.
• Розміри, позначені * уточнити по місцю в процесі ведення робіт.

75-98-АБ-IV-02-02			
Пам'ятка архітектури XVII ст. Житловий будинок №2 на пл. Ринок у м. Львові			
Виведення об'єкту з аварійного стану. Реконструкція основного об'єму в осях 4-8	Стадія	Аркуш	Аркушів
	РК	5	19
ГАП М. Гайда; Архіт. М. Бенцина; Перев. Л. Горницька			
План горища в осях 4-8 на відмітках 13.840, 13.790. М 1:50	м. Львів, і-т „Укрзахідпроектреставрація"		

uma.lvivcenter.org

Львівське територіальне відділення
Академії будівництва України (ЛТВАБУ)
Колективне науково-виробниче підприємство
(КНВП) "Львівбудакадемія"

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

З В І Т

про виконання науково - дослідної роботи на тему: "Дослідження технічного стану частини будівельних несучих конструкцій будинку на пл.Ринок,2 в м.Львові з метою визначення їх реальної несучої здатності і використання при реконструкції"

Договір № 1

Керівник Львівського територіального відділення Академії будівництва України дійсний член АБУ, проф.,доктор техн.наук **Б.Гнідець**

Керівник теми дійсний член АБУ доцент, канд.техн.наук **Б.Ониськів**

Директор КНВП "Львівбудакадемія" **З.Бліхарський**

ЛЬВІВ – 2000

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

ЗМІСТ

1. Вступ..... 3
2. Конструктивні особливості будинку..... 5
3. Результати обстеження несучих конструкцій будинку в осях 1...3.... 6
4. Дослідження фізико-механічних характеристик матеріалів конструкцій 40
4.1. Визначення міцності цегли існуючого цегляного муру на стиск..... 40
4.2. Визначення міцності вапняного розчину цегляної кладки на стиск.... 42
4.3. Визначення вагової вологості зовнішніх цегляних стін 43
4.4. Визначення міцності природного каменю на стиск в камінно-цегляних комплексних простінках..... 44
4.5. Визначення міцності бетону в залізобетонному поясі жорсткості на рівні перекриття другого поверху..... 47
4.6. Визначення міцності бетону в залізобетонних плитах перекриття третього поверху..... 48
5. Оцінка несучої здатності конструкцій в осях 1...3 з врахуванням їх реального стану..... 49
6. Висновки та рекомендації 51
7. Додаток І. Розрахунок елементів конструкцій..... 54

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

ВСТУП

Згідно з договором №1 від 20 січня 1999 року укладеного між колективним науково-виробничим підприємством (КНВП) "Львівбудакадемія" Львівського територіального відділення академії будівництва України в особі директора Олексина Михайла Євстаховича, як замовника і директора інституту "Укрзахідпроектреставрація", Могитича Івана Романовича, як виконавця, к.т.н., Ониськівим Б.М., Бліхарським З.Я. і Холодом П.Ф. виконана науково-дослідна робота за темою: "Дослідження несучих конструкцій будинку на пл.Ринок,2 в м.Львові з метою визначення їх реальної несучої здатності і використання при реконструкції".

За календарним планом виконання робіт необхідно було: на протязі лютого-квітня місяців 1999 року провести детальні технічні обстеження будівельних конструкцій в осях 1...3 з фіксацією дефектів, пошкоджень та характеру їх розвитку і ступеню аварійності; виконати лабораторні дослідження фізико-механічних властивостей будівельних матеріалів із відібраних при обстеженні проб; визначити несучу здатність елементів конструкцій зовнішніх і внутрішніх стін, простінків та залізобетонного перекриття над другим поверхом з врахуванням дефектів і реальних характеристик міцності та деформативності матеріалів.

Підчас виконання робіт були використані наступні матеріали: обмірні архітектурно-будівельні креслення будинку виконані інститутом "Укрзахідпроектреставрація" в 1998 році; "Технічні висновки про стан основних несучих конструкцій будівлі на вул.Ставропігіївських, 2 в м.Львові" виконані Львівським філіалом НДІ "Проектреконструкція" на замовлення Градобанку м.Києва в 1996 році; "Технічні висновки про інженерно-геологічні вишукування для реконструкції будинку Бандінеллі на пл.Ринок,2 – вул.Ставропігіївській,2 в м.Львові" виконані ВАТ "Геотехнічний інститут" Відділ інженерної геології та гідрогеології. Львів. 1998 рік.

Будинок "Бандінеллі" розташований на розі пл.Ринок,2 і вул.Старопігіївської, зареєстрований як пам'ятник архітектури кінця XVI століття і належить до Львівських середньоміських палацових будинків, які внесені до списку Всесвітньої спадщини ЮНЕСКО. Згідно з Постановою Кабінету Міністрів України від "15" листопада за №1266 "Про збереження історичної забудови м.Львова" цей будинок підлягає реконструкції, відновленню та збереженню в первісному вигляді.

Ділянка забудови розташована на схилі Львівської уголовини з рівним рельєфом дещо нахиленим на захід до р.Полтви. В геологічній будові ділянка складається із четвертичних і крейдових відкладів. Четвертичні відклади представлені насипними грунтами потужністю 2,7...3,6м, а крейдові – товщею

uma.lvivcenter.org

тріщинуватих, дрібнодисперсних і уламкових мергелів. За архівними матеріалами ДП "Львівводоканал" під фундаментами будинку існують каналізаційні колектори. В останні 40…50 років будинок використовувався як житловий в зв'язку з чим в ньому було проведено перепланування внутрішніх приміщень та заміна перекрить з частковою реконструкцією внутрішніх і зовнішніх стін. Після останнього капітального ремонту будинку (1984 р.) ще до заселення в середній його частині повністю зруйнувалися перекриття на всіх поверхах крім надпідвального, який був зруйнований частково, а також цілковито зруйновані перекриття горища і дах. В такому стані без проведення відповідних надійних робіт з його консервації він перебував до кінця 1998 року. В 1999 році почалася його реконструкція.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

2. КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ БУДИНКУ

Будинок збудований наприкінці XVI століття в вигляді трьохповерхової будівлі з трьохвіконним основним фасадом, який виходить на пл.Ринок та офіциною з вул. Ставропігіївської. Подвір'я розташоване зі сторони сусіднього будинку. В рівні першого поверху будинок через подвір'я має зв'язки з приміщеннями офіцина та частково з пивницями. Головний вхід в будинок є з вул. Старопігіївської. Фундаменти будинку з відмітки – 0,5…1,2м від рівня підлоги першого поверху викладені із тесаного каменю на вапняному розчині. Грунтами основи фундаментів є тверда мергелиста сіра глина і щебенистий сірий грунт в вигляді щебеню із мергелю з глинистим заповнювачем і невеликим ступенем водонасичення. Підземні води до глибини 8м не зафіксовані, тільки при розкритті фундаментів в підвальному приміщенні на окремій ділянці була виявлена вода на глибині 0,6…0,9м від підлоги, яка правдоподібно появилася внаслідок протікання водяних мереж. Стіни в межах підвальних приміщень цегляні товщиною 0,95…1,4м, викладені на вапняному розчині. Зовнішні стіни пивниці першого поверху комплексної конструкції товщиною 1,1…1,5м викладені на вапняному розчині із цегли та каменю. Цегляна частина стіни прийнята товщиною 30…90см. До висоти другого поверху зі сторони вул.Ставропігіївської в осях 1-3 влаштований суцільний масивний камінний контрфорс із камінних блоків прямокутної форми висотою 400мм і довжиною від 400мм до 2000мм укладених на вапняному розчині. Перекриття над пивницею та першим поверхом склепінчасті із цегляної кладки, підлога дощата дерев'яна на дерев'яних лагах. В межах другого поверху зовнішні стіни також комбінованої конструкції викладені на вапняному розчині із цегли і каменю товщиною 45…90см отиньковані. Простінки зовнішніх стін зі сторони пл. Ринок і вул. Старопігіївської в осях 1...3 виконані із камінних колон обкладених цегляною кладкою. Перемички на цих ділянках стін виконані із декоративних камінних різьблених плит склепінчасто-конічної форми і розташованих над ними несучих цегляних аркоподібних елементів викладених на вапняному розчині. Перекриття в осях 1…2 над другим поверхом ребристе сталезалізобетонне виготовлене із металевої балкової клітки і монолітних залізобетонних плит опертих на нижніх поличках несучих прокатних металевих елементів. До перекриття підвішені різьблені дерев'яні балки, які виконують функцію підвищеної стелі, збагачуючи інтер'єр цього приміщення. На початковій стадії експлуатації будинку вони мабуть одночасно виконували роль несучих конструкцій перекриття. В межах третього поверху стіни цегляні отиньковані товщиною 40…75см. Перекриття горища дерев'яне і в більшій частині зруйноване (осі 2-4). Дах односхильний з дерев'яною крокв'яною несучою системою. Покрівля виконана із оцинкованого заліза і збереглася тільки в осях 1-2. На ділянці між осями 2-4 крокв'яна система і покрівля зруйновані.

uma.lvivcenter.org

Стіни фасадів мають багату архітектуру. Головний фасад замкнутий з обох сторін рустованими пілястрами на висоту трьох поверхів. Кожен поверх розділений камінним карнизом. Вікна 2го і 3го поверхів мають білокамінне обрамлення у формі капельованих пілястрів з коринорськими капітелями та завершуються трикутними сандриками і підвіконними обрамленнями. Нижній поверх головного фасаду оздоблений білокамінним порталом вхідних дверей з архівольтом і двома колонами на високих постаментах. Колони в верхній частині капельовані, а в нижній – вкриті лусковидною орнаментикою. Портал завершений трикутним фронтоном. Колони розташовані також по боках вітрин біля пілястрів. З обидвох сторін порталу над вітринами є малі вікна, які також мають білокамінні обрамлення. Бічний фасад з вул.Ставропігіївської є продовженням головного зі сторони пл.Ринок і має таке ж саме горизонтальне членування карнизом. Всі вікна другого і третього поверхів цього фасаду мають рустоване обрамлення і завершуються сандриком трикутної, або лускової форми. Два перших із них на розі вул.Ставропігіївської і пл.Ринок на кожному поверсі закладені цегляною кладкою отинькованою з двох сторін. Частина бокового фасаду (в осях 1-2) замкнута з двох сторін рустованими пілястрами на всю висоту будинку.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

3.РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДИНКУ В ОСЯХ 1…3

Детальне обстеження несучих конструкцій згідно з укладеною угодою виконувалося тільки на ділянці прилеглій до основного фасаду зі сторони пл.Ринок в осях 1-3. На час обстеження в осях 2-4 будинок майже був зруйнований за винятком зовнішньої стіни бокового фасаду на ряді "Д". В межах цієї ділянки будинку залишилася також зруйнована основна частина пивниці. Всі перекриття, дах, сходова клітка і більшість внутрішніх стін зруйновані. На ділянці будинку в осях 1-2 частково зруйноване тільки перекриття горища, на всіх інших поверхах вони збережені і перебувають в задовільному стані, хоча в певних місцях стін та перекрить зафіксовані різної величини і значення дефекти. Так в межах пивниці в цегляних стінах на осях "А" і "Б" виявлені невеликі тріщини, які переходять в цегляні склепіння перекриття першого поверху, а самі цегляні склепіння між осями "1-1" в межах рядів "А" і "Д" мають порушену кладку.

Зовнішні і внутрішні стіни в межах першого поверху в багатьох місцях мають тріщини і оголену від тиньку та вивітрену цегляну кладку (див.рис.1, 3, 4, 5, 6, 7). Між осями "2-3" внутрішні стіни цілковито зруйновані. В зовнішній стіні на осі "1" над віконними і дверними прорізами зафіксовані тріщини з розкриттям 1,5…2мм. Подібні тріщини спостерігалися у внутрішній стіні на осі "2" тільки вони мали розкриття від 2мм до 8мм. Цегляна стіна на осі "3" частково розібрана, в ній зафіксовані тріщини з розкриттям від 20мм до 30мм,

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Львівський центр міської історії Lviv Center for Urban History

а також вигин із площини стіни і відпадання окремих цеглин, стійкість її забезпечується спеціально влаштованими кріпленнями. Перекриття над першим поверхом – цегляне склепіння і на окремих ділянках є аварійним. Так в п'яті склепіння на перетині осі "2" з рядом "Г" значна ділянка цегляної кладки глибиною до 12см зруйнована, в тріщині на віддалі 2^{ox} м від ряду "Г" зафіксовано вертикальне зміщення одної частини склепіння по відношенню до другої (рис.3). В склепінні між рядами "А-Г" в осях "1-2" виникла поздовжня тріщина в замку і розвинулась майже на 2/3 його довжини, тобто до похилих тріщин, які в свою чергу розвивалися під кутом $\approx 45^0$ від кожної п'яти склепіння до його замка (рис.1).Крім того в цьому склепінні зафіксовані тріщини на його контакті з зовнішньою стіною осі "1", а також ряд тріщин паралельних поздовжній тріщині в замку. Незначні тріщини були зафіксовані в склепінні між рядами "Г-Д" (рис.1).

В ході реконструкції будинку в межах перекриття над першим поверхом було виконане підсилення шести металевими тяжами діаметром 30мм із сталі класу А-І розташованих під підлогою другого поверху вздовж будинку з кроком 950, 1040, 1700мм і закріплювалися до спеціально влаштованого в межах зовнішніх стін залізобетонного поясу "Г" подібної форми в плані товщиною 200мм, шириною приблизно 1000мм та до внутрішньої поперечної стінки. Зі сторони фасадної стіни, що виходить на площу Ринок, тяжі вбетоновані в залізобетонний пояс, а з другої сторони закріплені до внутрішньої нової поперечної стіни на осі "2" товщиною 510мм, перекладеної під час реконструкції. Натягування тяжів здійснювалося за допомогою гайок, які через металеві опорні елементи передавали зусилля натягу на поперечну стіну розташовану на осі "2" (рис.8, 9, 23). Судячи із схеми роботи тяжів, вони в основному призначені для утримання фасадної стіни на осі "1" в проектному положенні.

Зовнішні стіни в межах другого поверху з внутрішньої сторони в багатьох місцях вивітрені, мають зруйнований шар тиньку і оголені ділянки муру з порушеною кладкою та випаданням окремих цеглин, а також низку тріщин. Так, ділянка стіни на ряду "Д" має вертикальні і горизонтальні тріщини з розкриттям до 4мм, які розташовані по контуру замурованих вікон (рис.10), а також оголені ділянки цегляної кладки в межах простінків і в місцях опирання підвішеної стелі з дерев'яними балками (рис.11,12). Оголення цегляного муру і вивітрювання цегляної кладки зафіксовано на зовнішніх ділянках стін зі сторони вулиці Ставропігіївської і площі Ринок (рис.13), особливо в верхній частині кутового простінка, а саме в місцях опирання камінних склепінчастих плит-перемичок (вузол "А") та цегляних перемичок. В цьому простінку значна частина тиньку зруйнована, а також піддається руйнуванню цегляний мур обкладки камінних колон простінка. Конструкція цього простінка, схема розташування камінних колон в ньому та вузол опирання камінних плит-склепінь і цегляних перемичок схематично показані на рис.14, 15. Всі склепінчасті перемички над віконними прорізами в цій частині будинку закриті з низу горизонтальним настилом із дерев'яних дошок.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

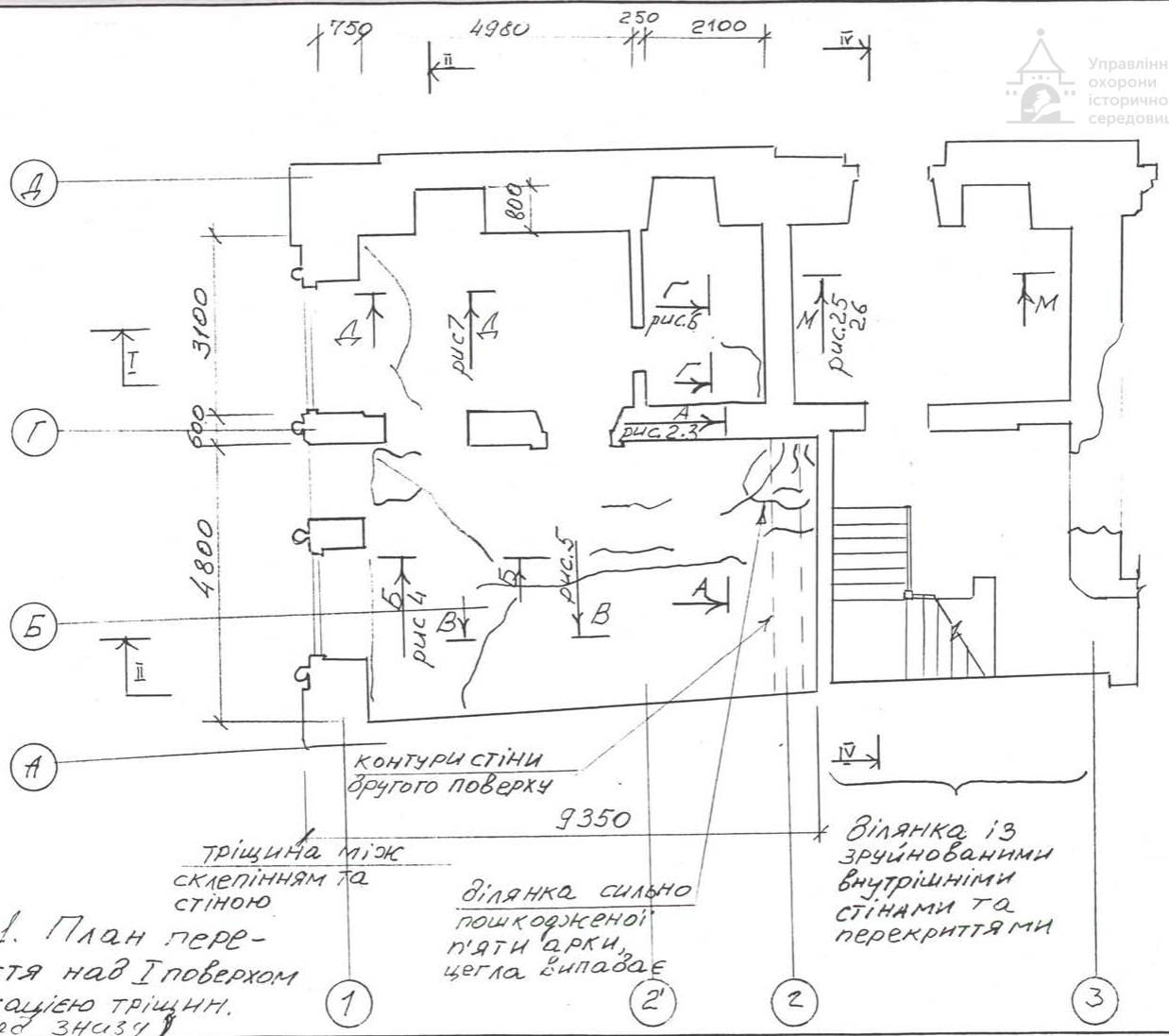


Рис. 1. План перекриття над I поверхом з фіксацією тріщин. (вигляд знизу)

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

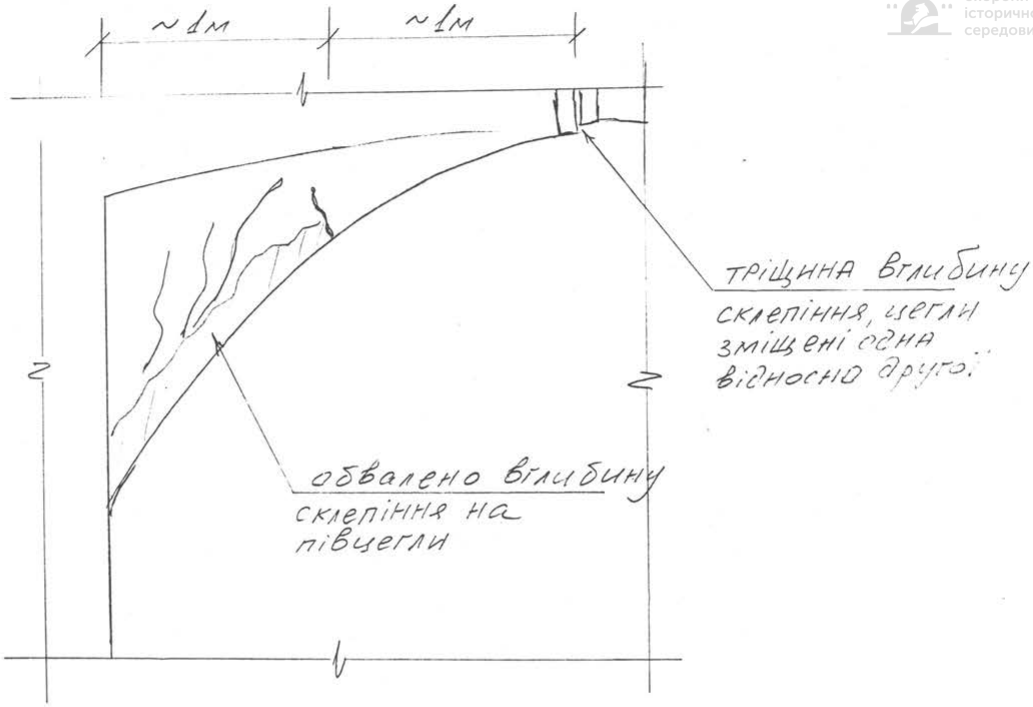


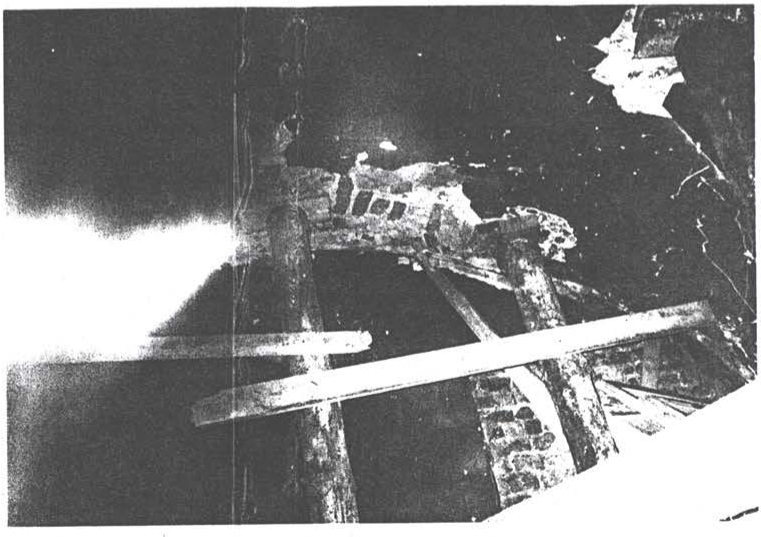
Рис. 2. Вигляд по А–А (див рис. 1,3).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а.

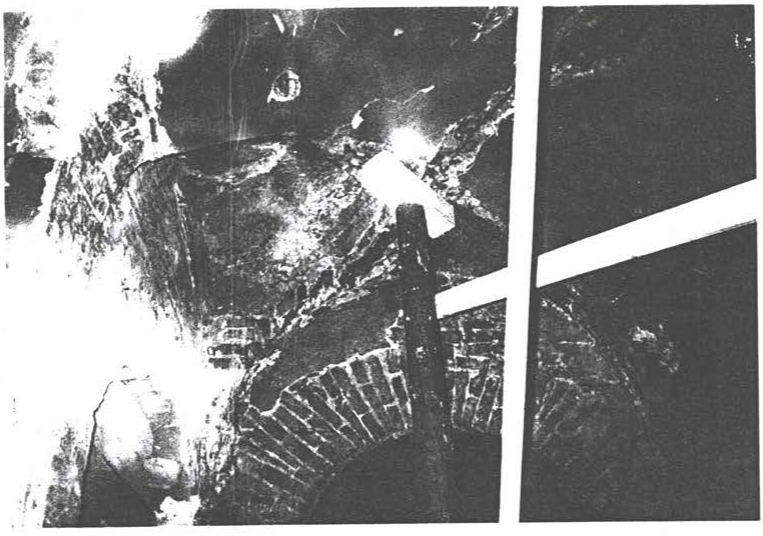


б

Рис. 3. Вигляд по А-А (див. рис. 1)
а – п'ята склепіння, б – склепіння в прогоні

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а



б

Рис. 4. Вигляд по Б-Б (див. рис. 1)
а – п'ята склепіння, б – центральна частина

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



Рис. 5. Вигляд В-В (рис. 1)
фрагмент скелетання

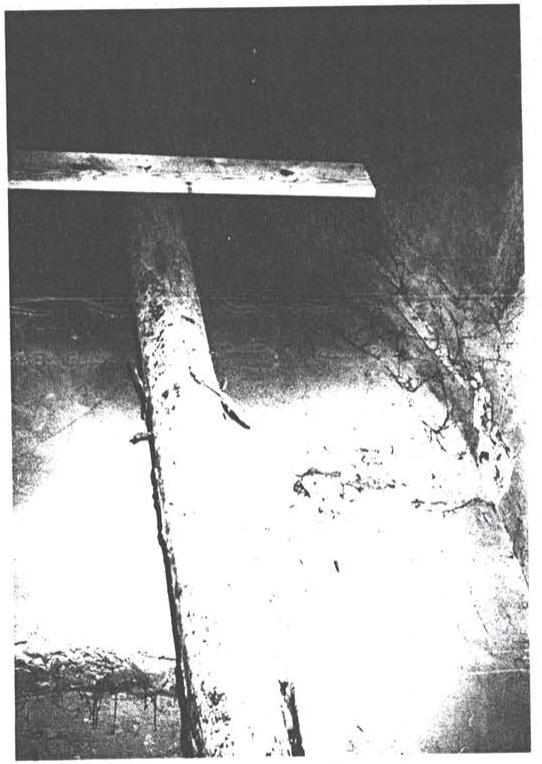


Рис. 6. Вигляд Г-Г (див. рис. 1)
фрагмент скелетання

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

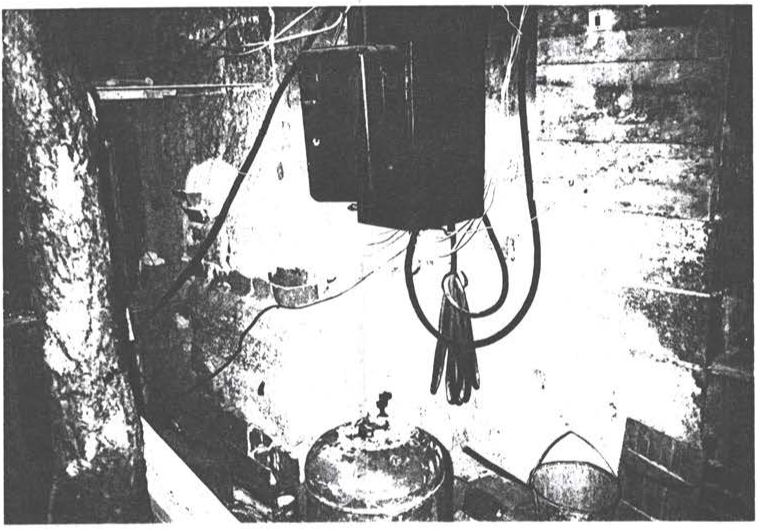


Рис. 7. Вигляд А-А (див. рис 1-).
фрагмент стіни

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

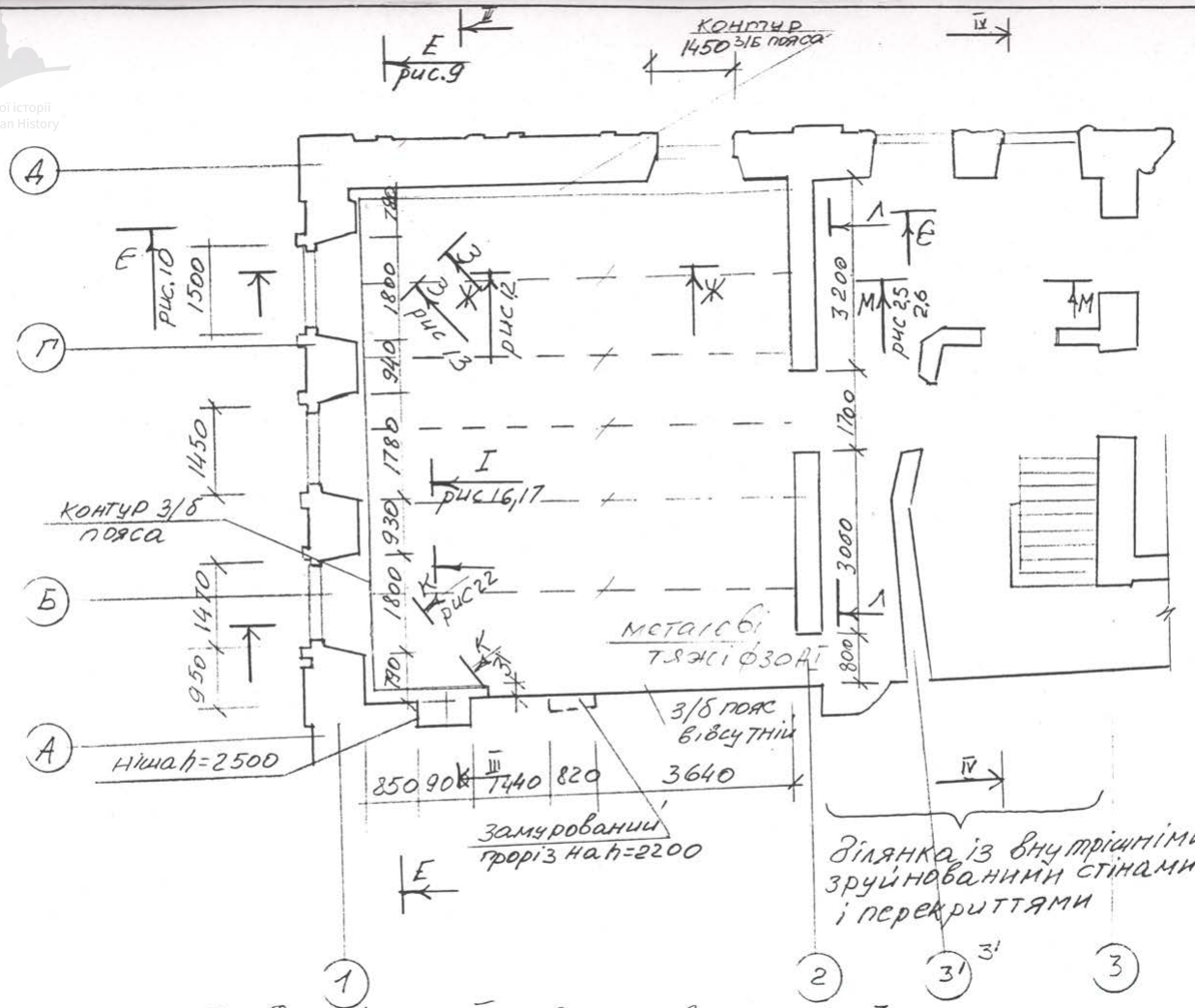


Рис 8. План II поверху в осях 1...3

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

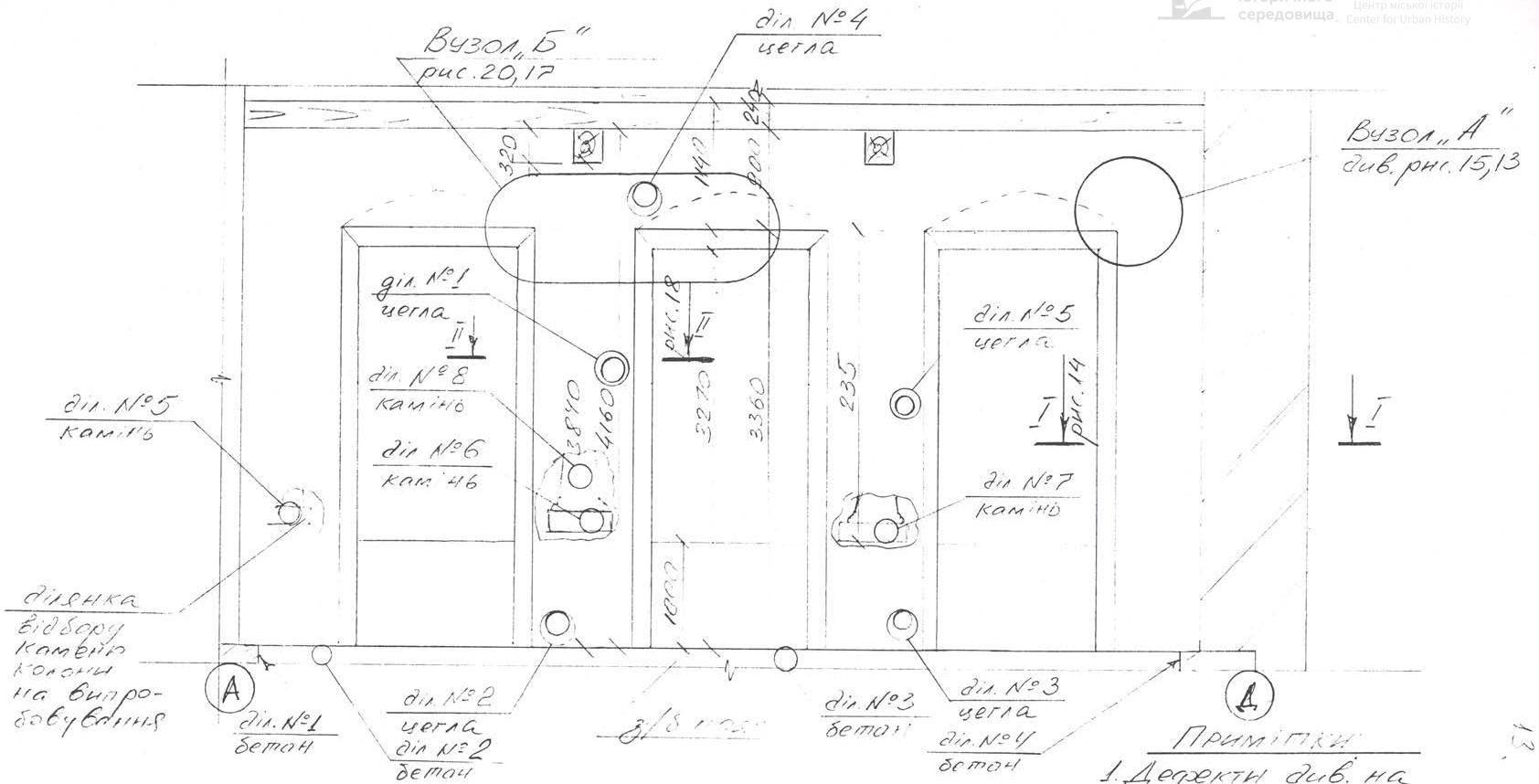


Рис. 9. Вигляд по Е-Е (див. рис. 8).

Примітки:
1. Дефекти див. на фотографіях хр.: 11, 12, 13, 16, 17, 22, 23

○ - місця відбору зразків цегли та розчину

) ділянки визначення міцності бетону та каменю

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

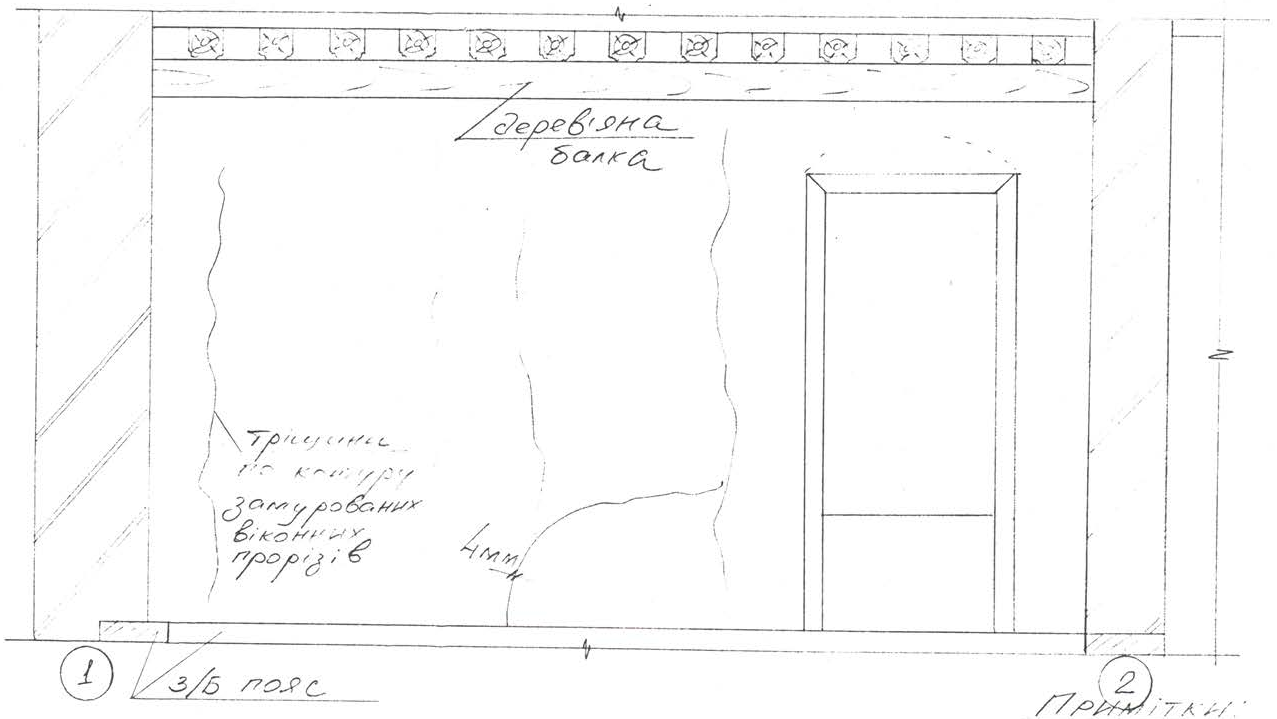


Рис. 10. Вигляд по Е-Е (див. рис. 8).

Примітки:

1. Інші дефекти, крім вказаних тріщин, див. на фотографіях рис. 11, 12, 13, 16, 17, 22, 23.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

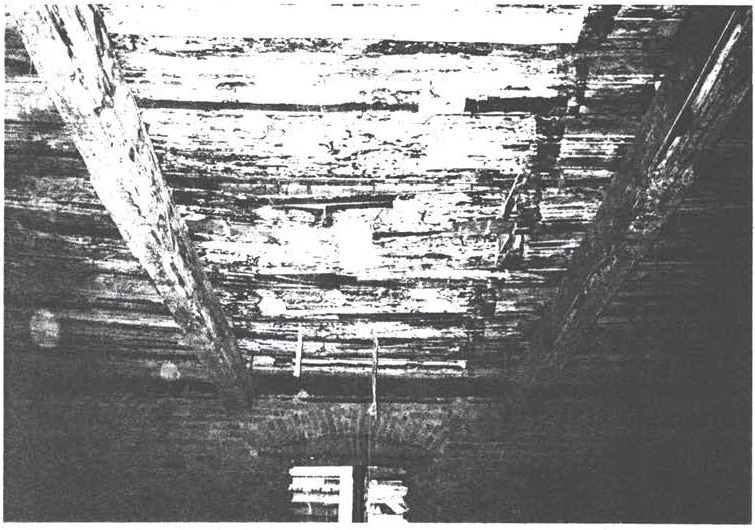
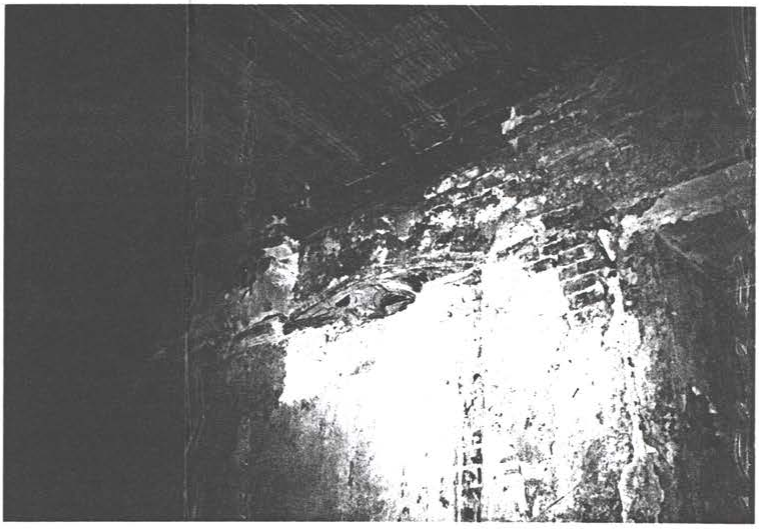


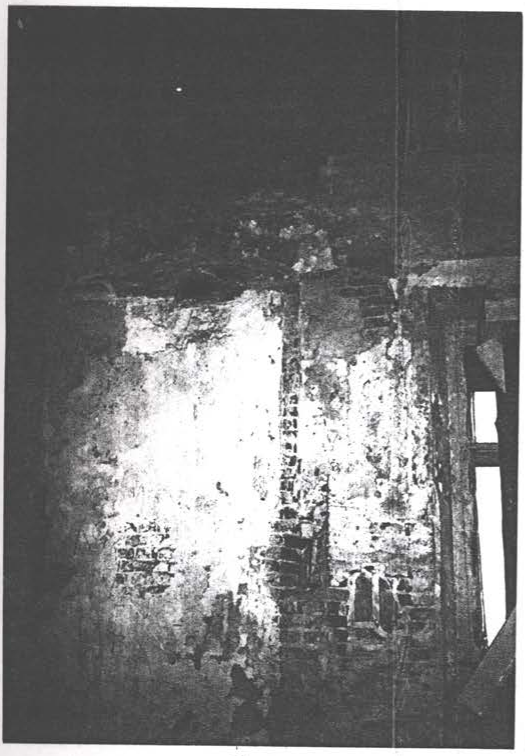
Рис. 11. Вигляд на стелю між осями 1...2.
(дерев'яні елементи стелі)

uma.lvivcenter.org

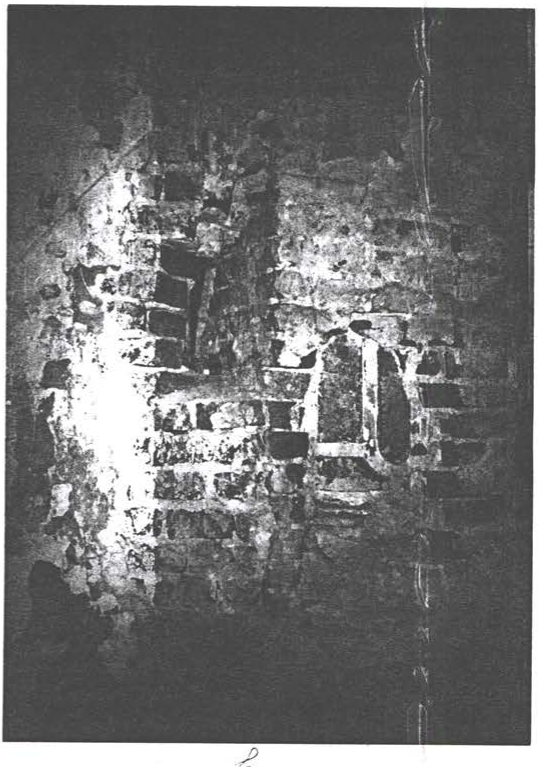
Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а



б

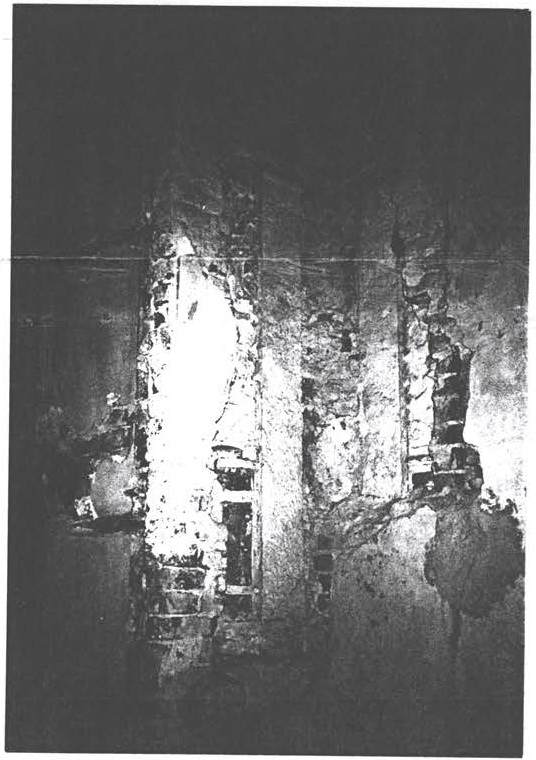


в

Рис. 12. Вигляд на Ж-Ж (див. рис. 8).
а - фрагмент стіни на рівні опирання елементів дерев'яної стелі; б, в - фрагменти простінка з замурованою кам'яною колоною.

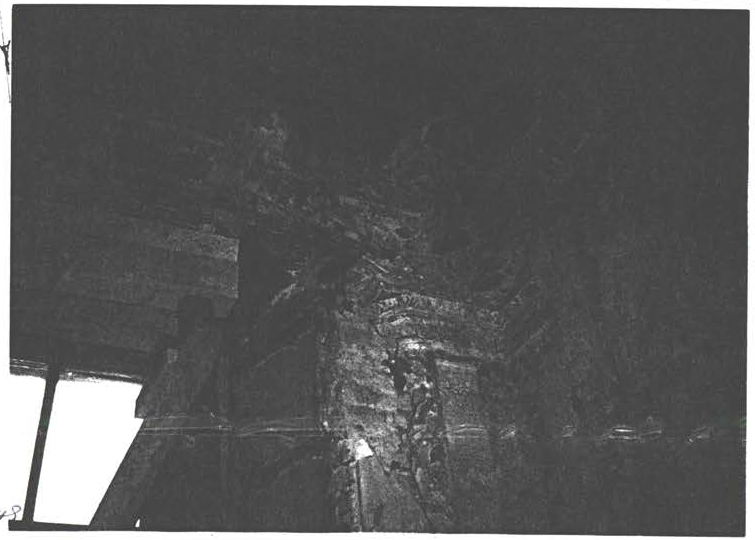
uma.lvivcenter.org

Вузол „А"
див. рис. 3,15



а





б

Рис. 13. Вигляд по 3-3 (див рис. 8.)
а – кутовий профіль б, в – вузол опирання

Управління охорони історичного середовища
ої історії
an History

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

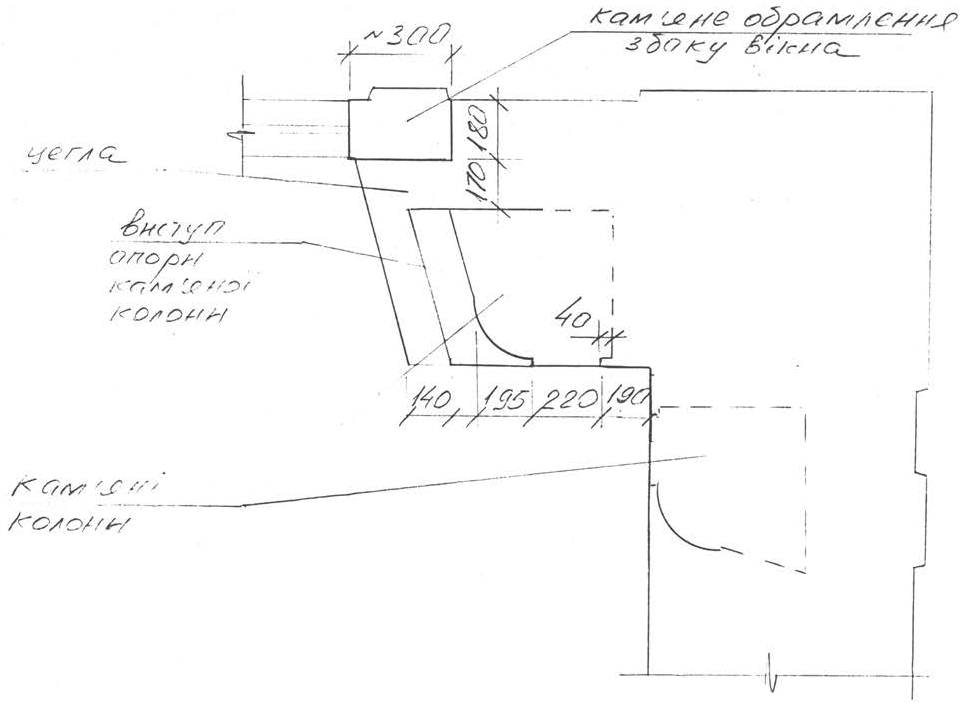


Рис. 14. Переріз по I - I (див. рис. 9).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

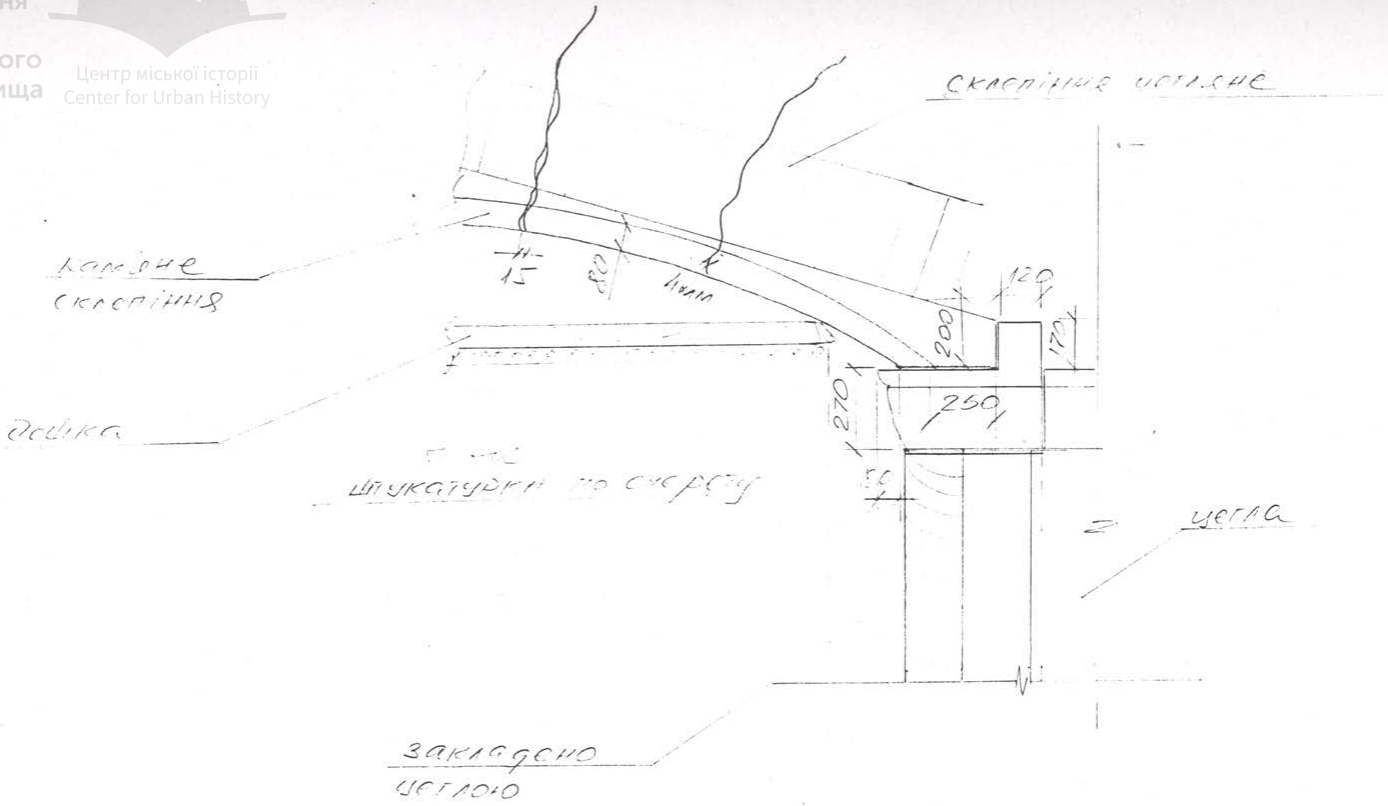
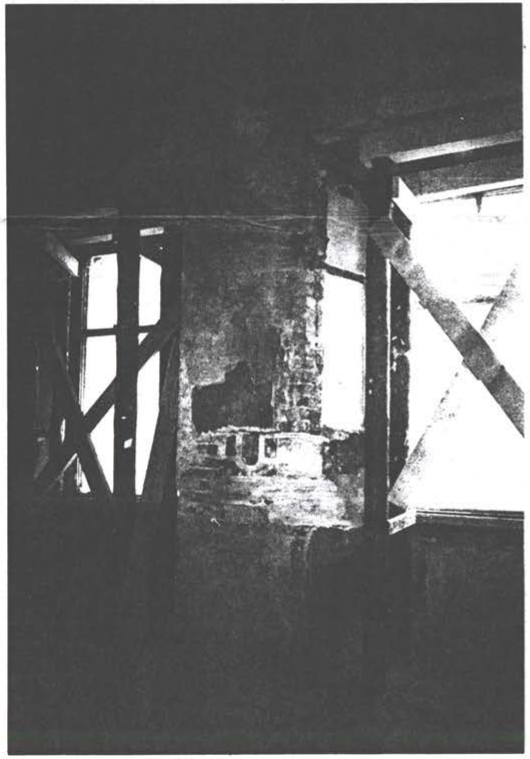


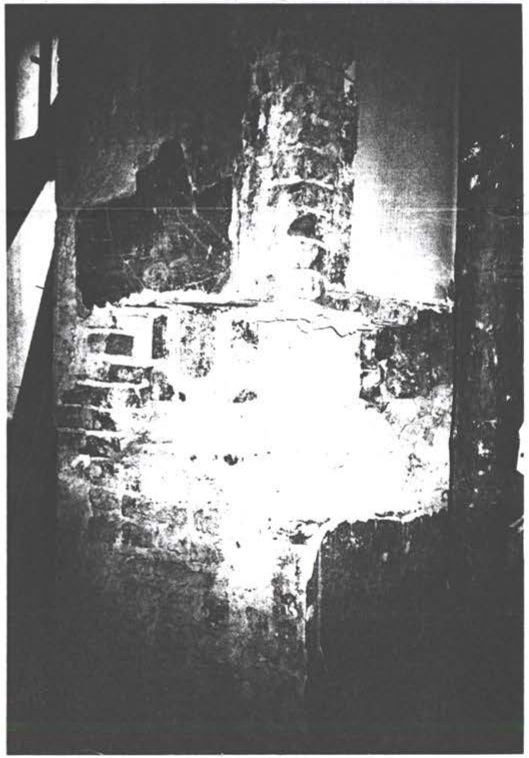
Рис. 15. Вузол „А" (див рис. 8, 13).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а

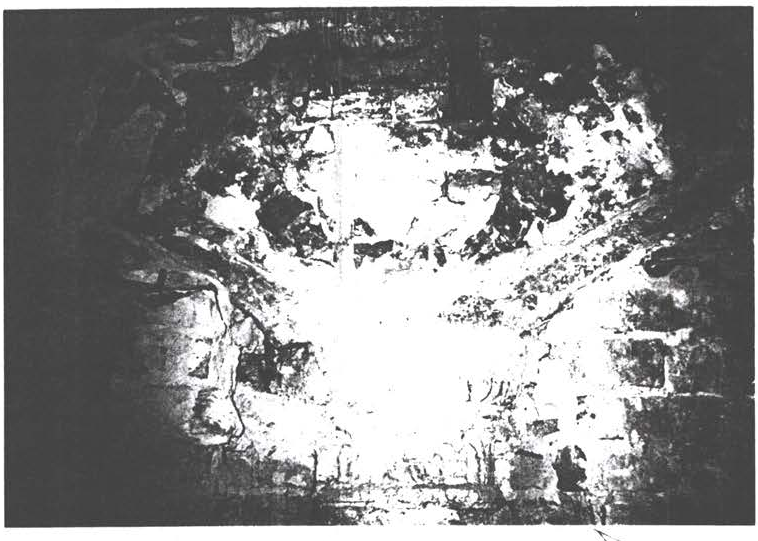


б

Рис. 16 Вигляд по І-І (див. рис. 8)
а – простінок по осі 1; б – фрагмент кам'яної кладки простінка

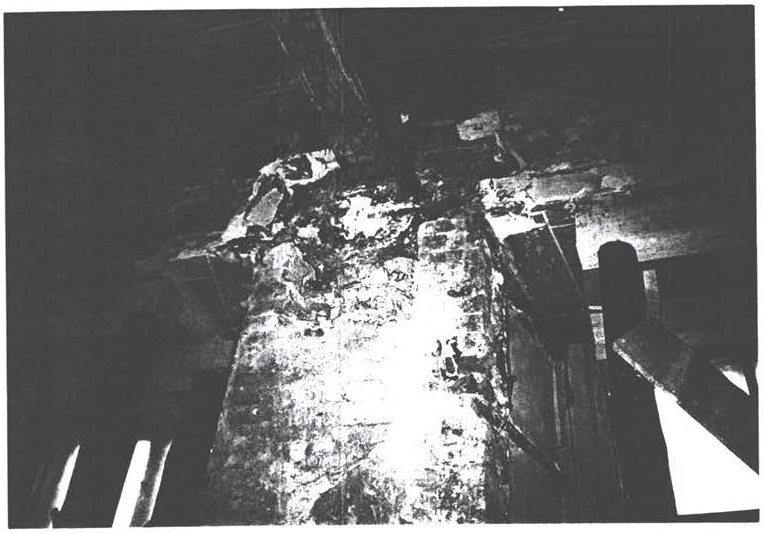
uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



Вузол „В" (рис. 9)

а



б

Рис 17. Вигляд пос. Ї-Ї (фів. рис, 8)

а – опирання кам'яних склепінчатих перемичок

б – фрагмент опирання дерев'яної балки.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

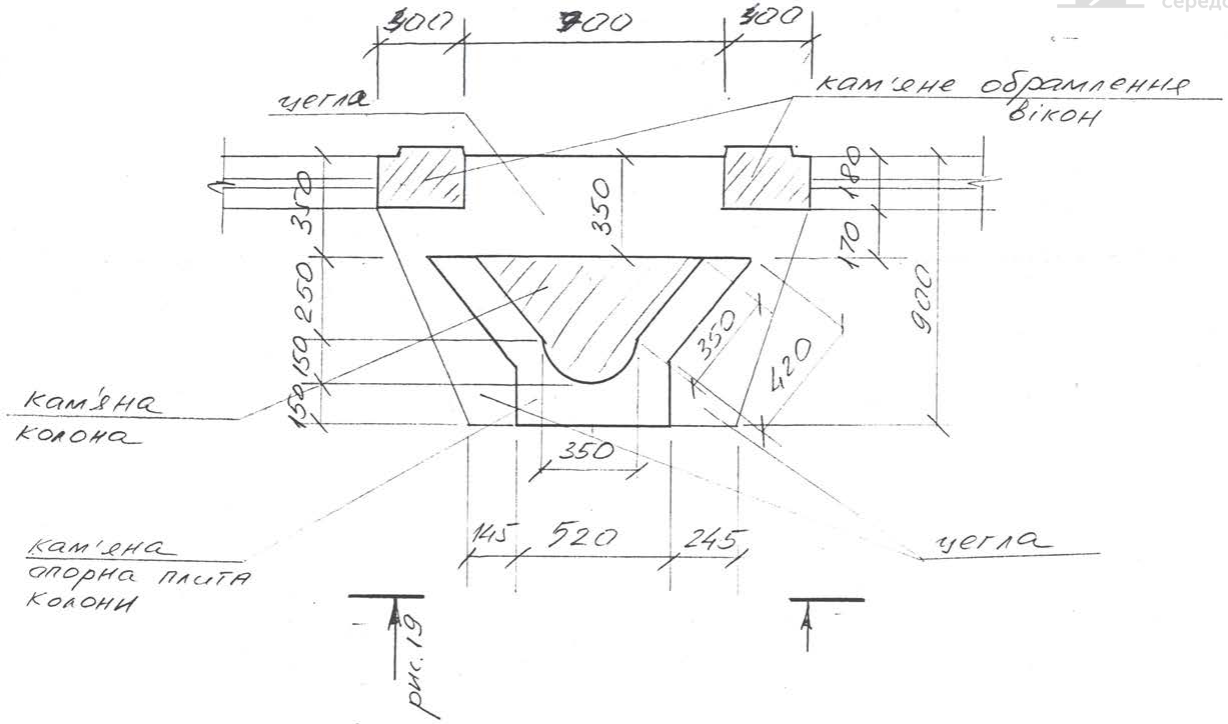


Рис. 18. Переріз по II-II (див. рис. 9).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

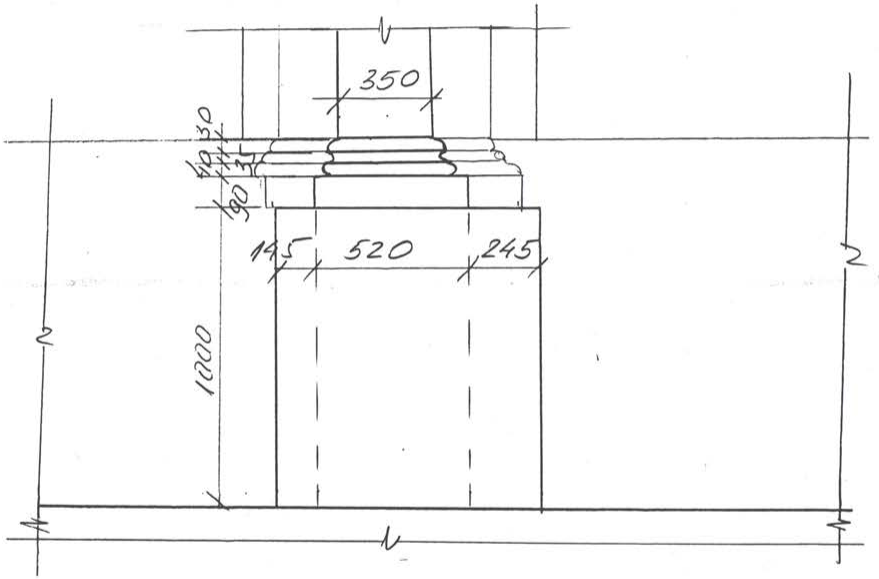


Рис. 19. Вигляд по I–I (див. рис. 18).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

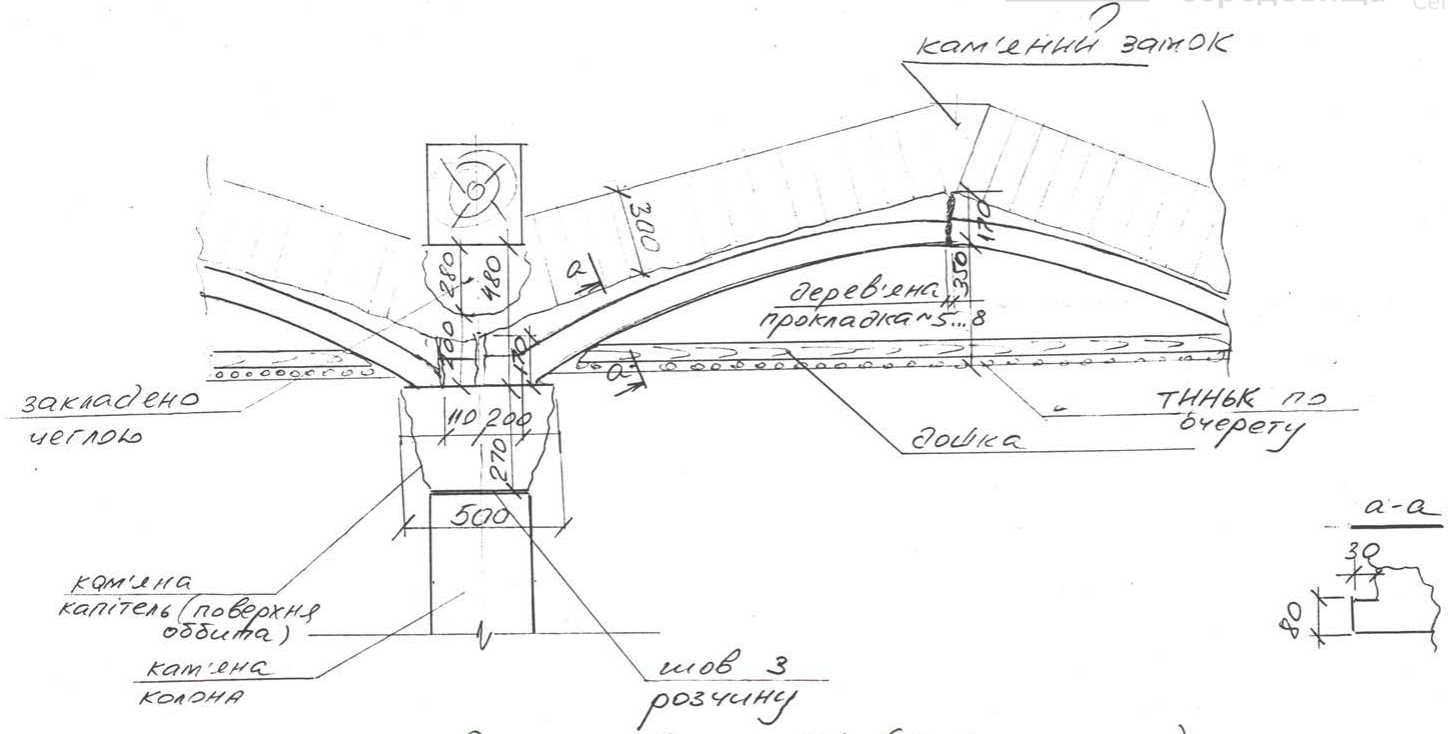


Рис. 20. Вузол „Б" (див. рис. 9, 17).

uma.lvivcenter.org

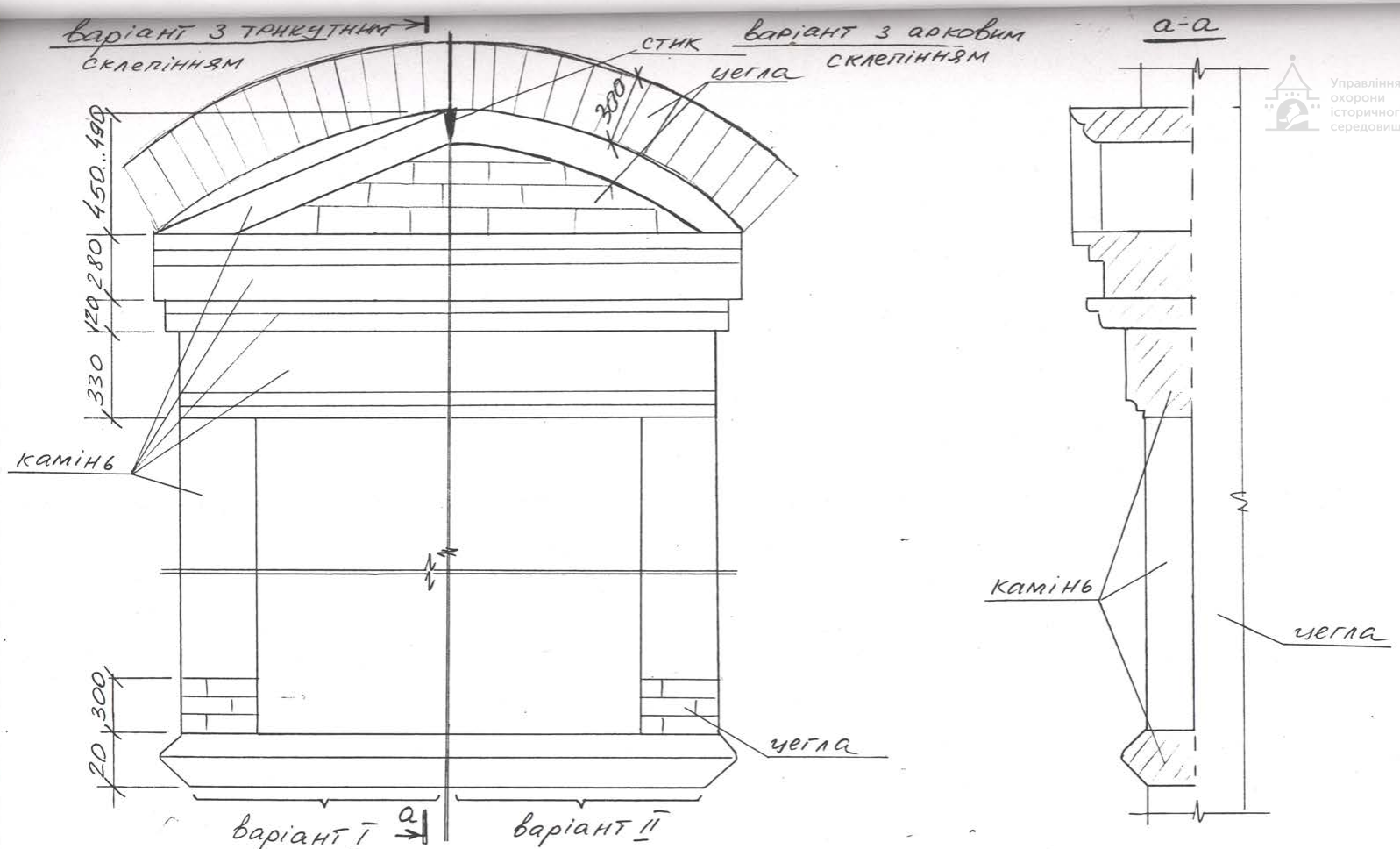


Рис. 21. Конструкція зовнішньої частини стіни в межах віконного прорізу

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History
uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History





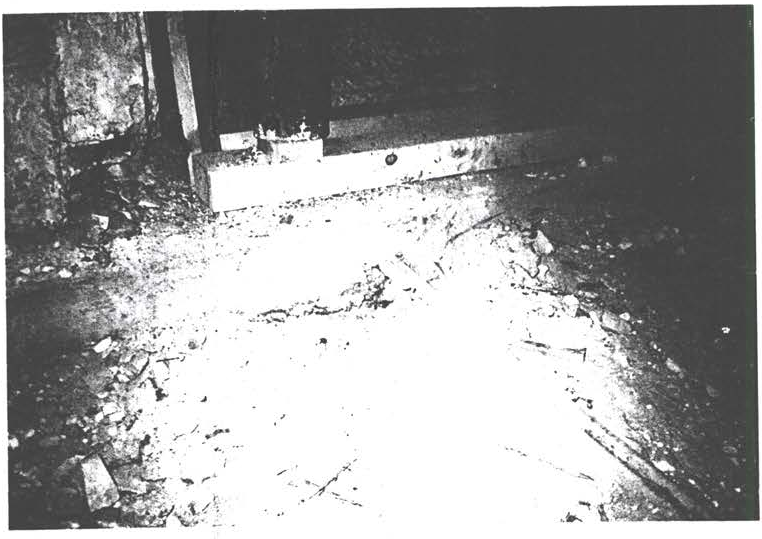
Рис.22. Вигляд по К-К (див. рис 8).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History



а

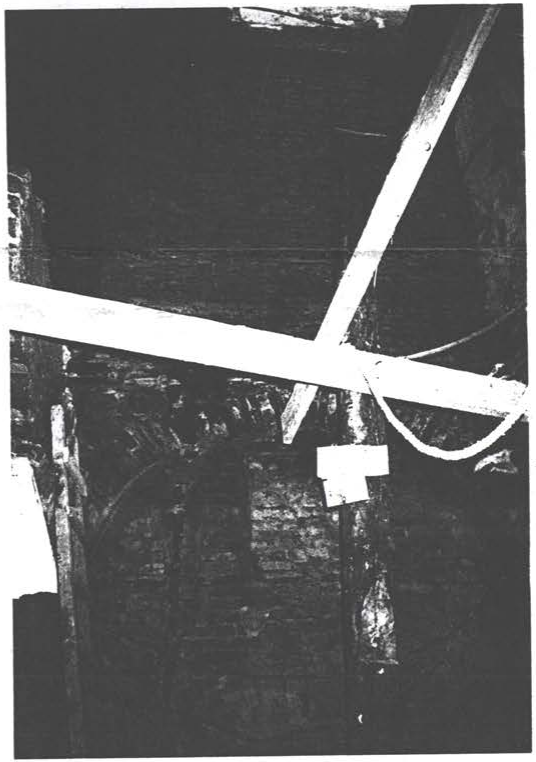


б

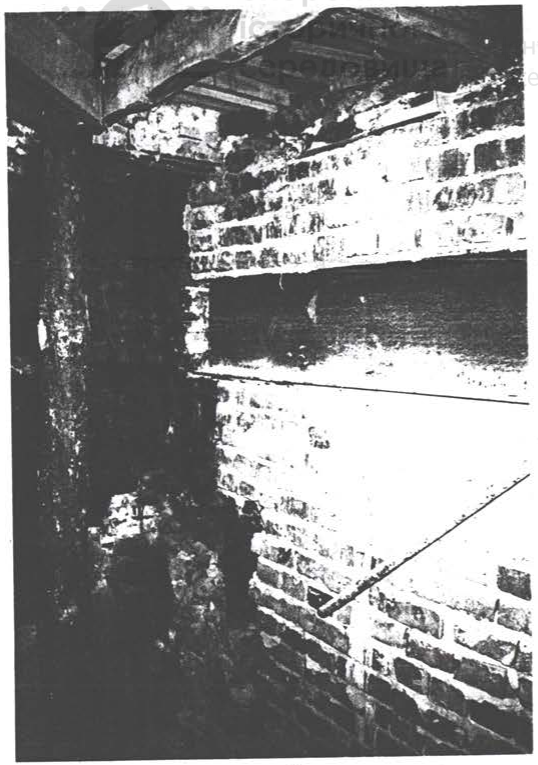
Рис. 23. Розташування тяжів ф 30 мм в межах підлоги II поверху (див. рис. 8)
а – вигляд на підлогу; б – з'єднання тяжа з зв'язком

uma.lvivcenter.org

Управління охорони
Центр міської історії
Center for Urban History



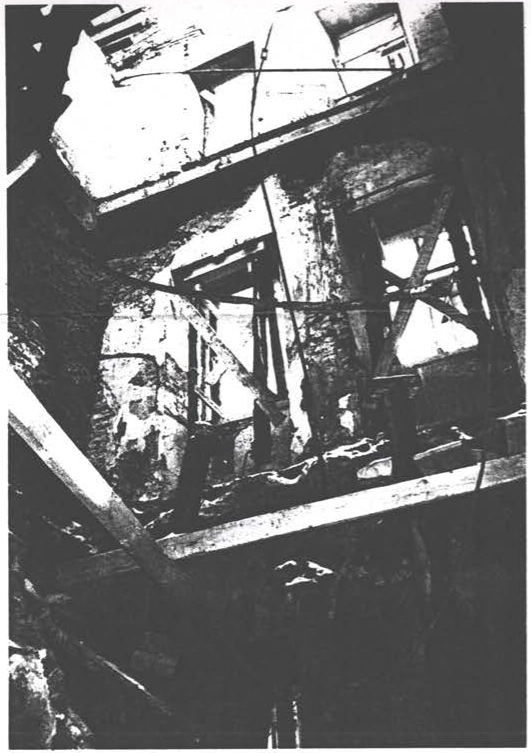
а



б

Рис. 24. Стіна на осі 2 в межах II поверху (по 1-1, рис. 8)
а – загальний вигляд; б – фрагмент на рівні перекриття над II поверхом

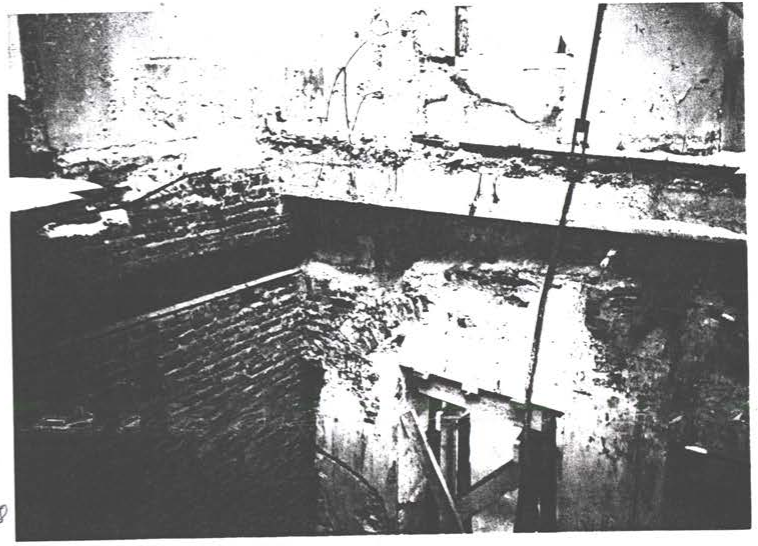
uma.lvivcenter.org



а



б



в

Рис.25. Вигляд по М-М (рис. 8,1)
а - з рівня поверху на стіну по осі „Д"
б, в - на стіну по осі „Д" в рівні перекриття над II пов.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а



б

Рис.26 Вигляд по М-М (рис. 25, 26)
а - знизу по осі „2" - „Д" з рівня другого поверху
б - вверх по осі „2" - „Д" в рівні другого поверху

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

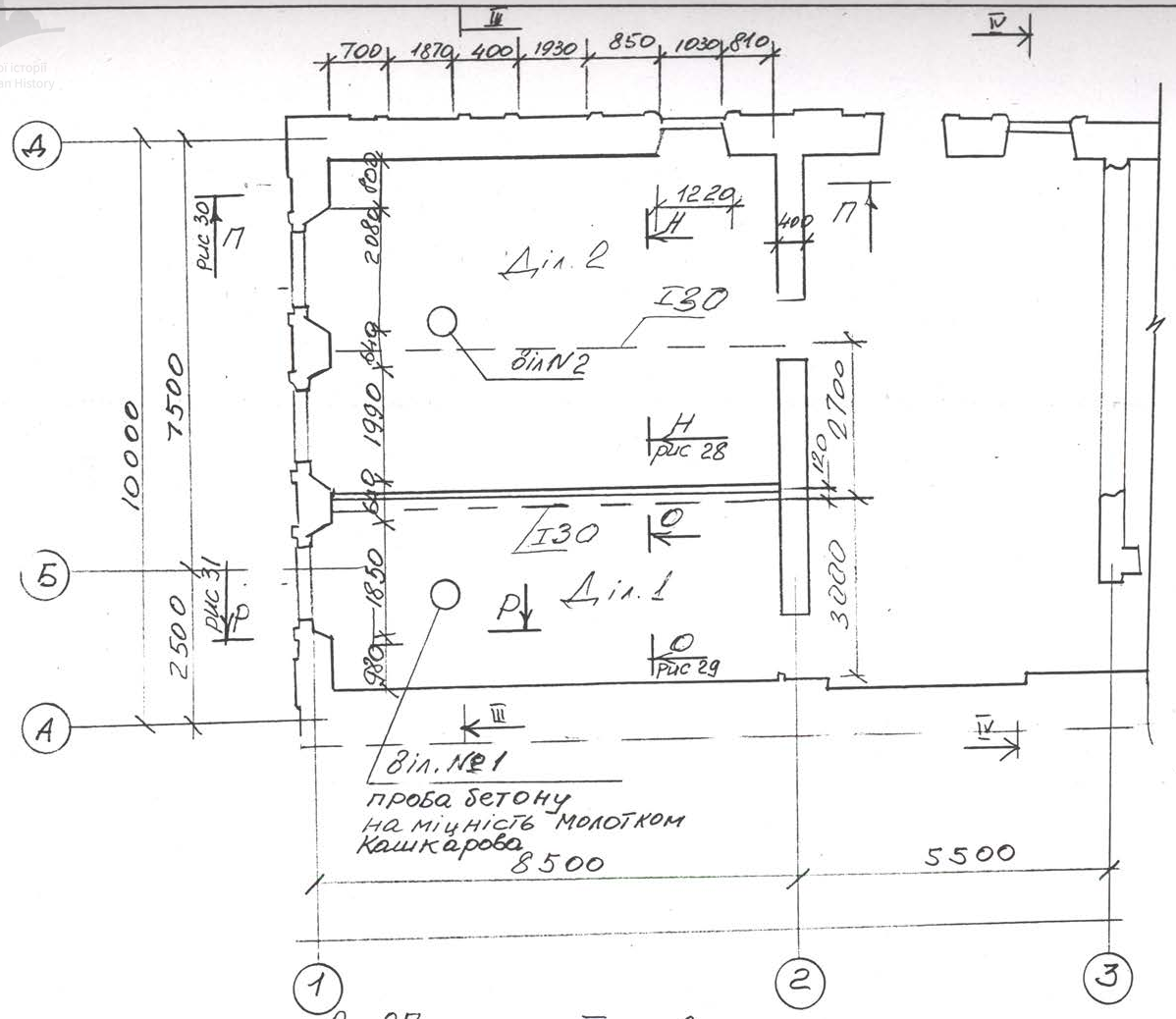


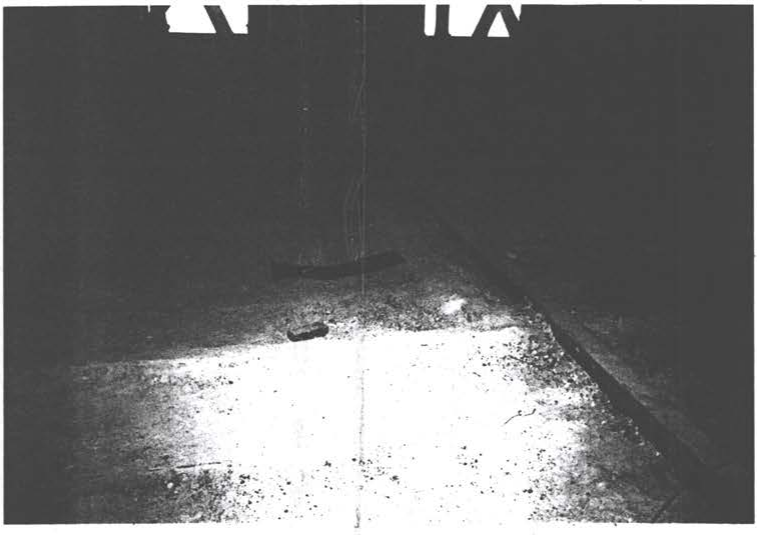
Рис. 27. План III поверху

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



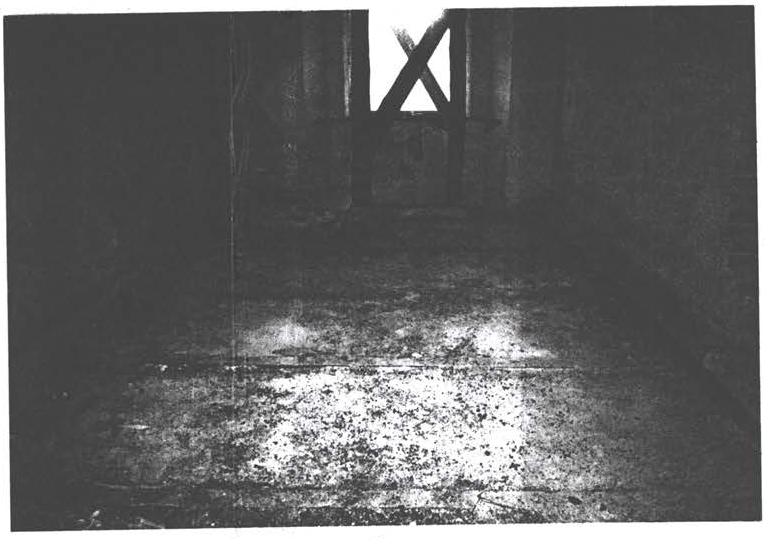
а



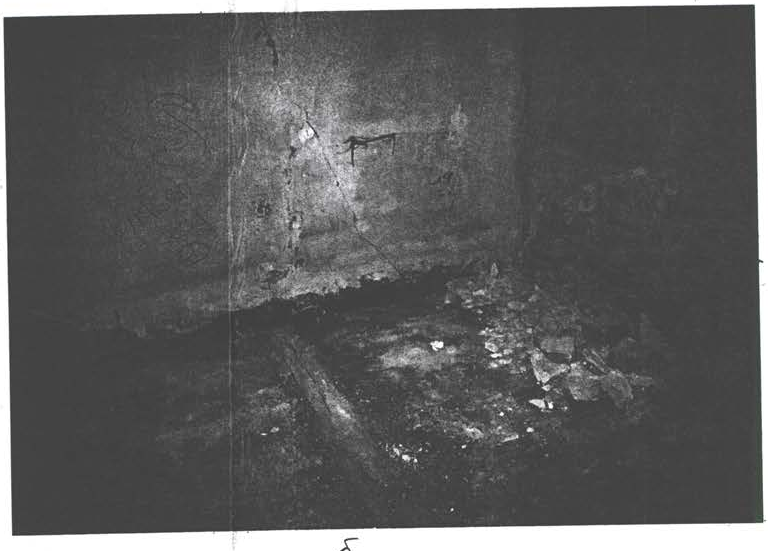
Перекриття на ділянці 2.
Рис. 28. Вигляд по Н-Н (див. рис. 27).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а

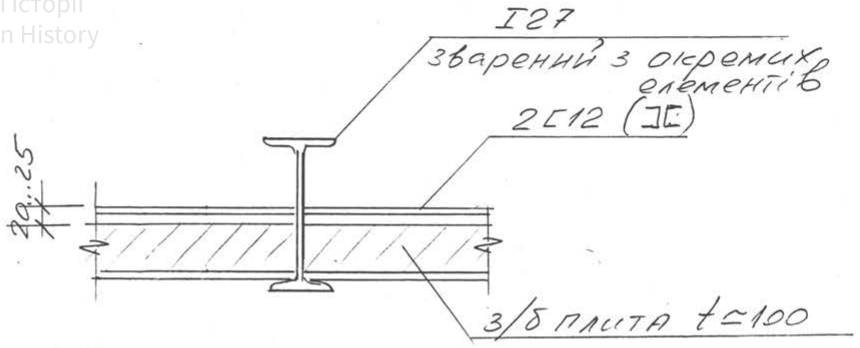


б

Перекриття на ділянці „1"
Рис. 29. Вигляд по О-О (див. рис. 27).
а - на стіну по осі „1"
б - фрагмент на перехресті осей 1-А.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



Переріз Н-Н (див. рис. 27)

Рис. 30. З'єднання елементів перекриття над II поверхом

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

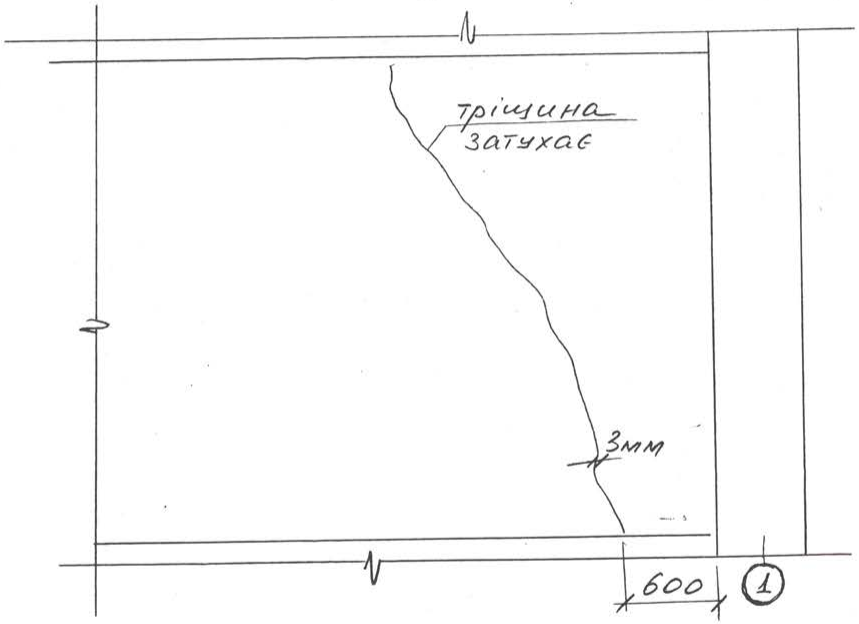


Рис. 31. Вигляд по Р-Р (див. рис. 27)

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

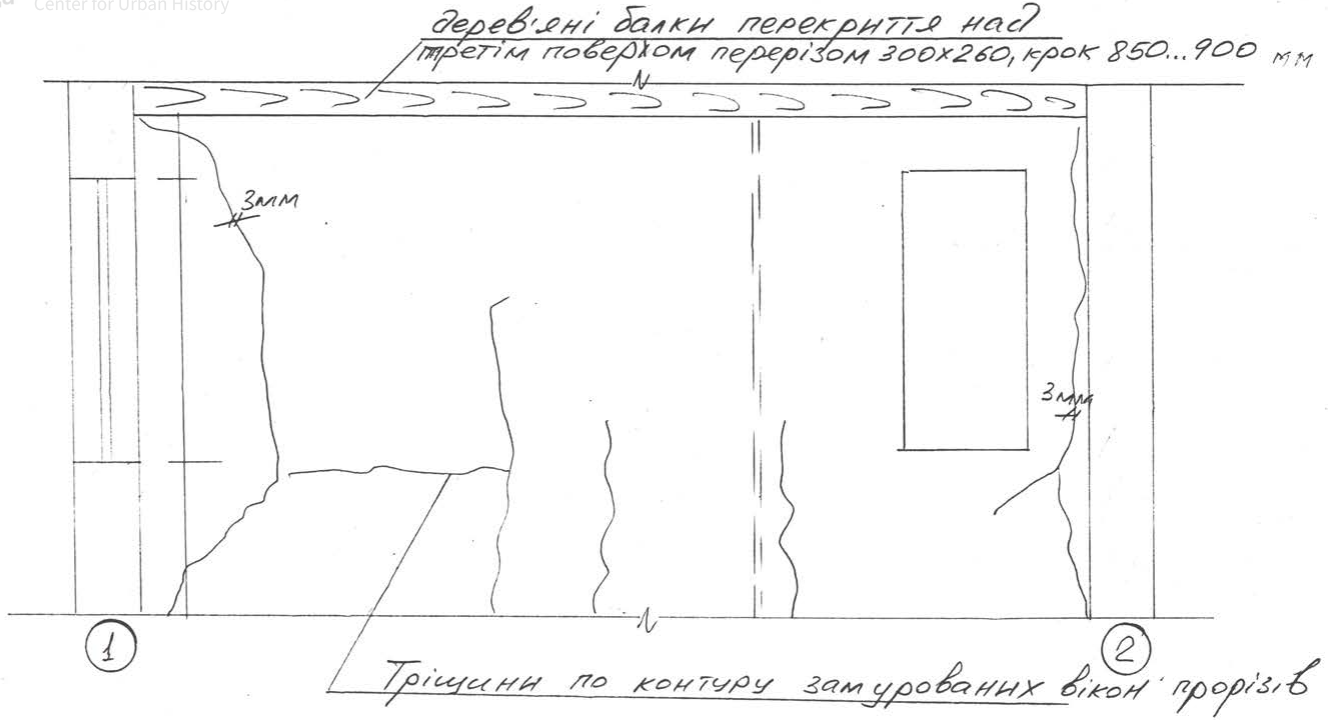


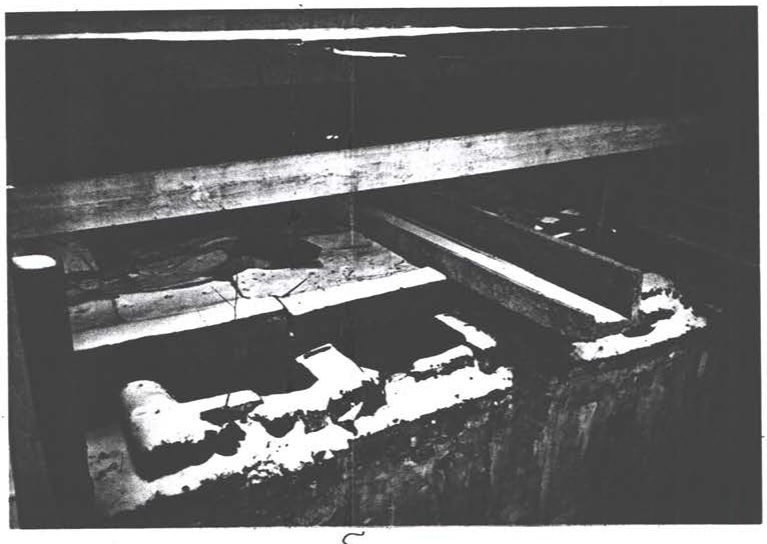
Рис. 32. Вигляд по П-П (див. рис. 27).

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



а



б

Рис. 33. Фрагмент даху.
а - загальний вигляд
б - фрагмент по осі „2"

uma.lvivcenter.org

поверхневих тріщин та часткове поверхневе загнивання деревини на окремих ділянках. Сталебетонне перекриття є в задовільному стані.

В зовнішній стіні ряду "Д" в межах третього поверху виявлено цілий ряд вертикальних і горизонтальних тріщин по контуру замурованих вікон, а також на контакті з поперечною стіною на осі "2". Вертикальні тріщини біля поперечних стін розвинуті на всю висоту стін від перекриття другого поверху до перекриття горища з максимальним розкриттям до 3мм. На внутрішній стіні ряду "А" зафіксована тільки одна тріщина, яка на віддалі 60см від фасадної стіни на осі "1" розвинулася під невеликим кутом до перекриття горища і на цьому рівні затухла. Найбільше розкриття цієї тріщини (3мм) мало місце на рівні перекриття другого поверху (див.рис.31, 32). Перекриття горища дерев'яне, виготовлене із дерев'яних балок розмірами поперечного перерізу 300х360мм розташованих з кроком 900мм в поперек будинку з опиранням на поздовжні дерев'яні прогони і стіни в рядах "А" і "Д". На дерев'яних балках укладений досчатий настил. Дерев'яні конструкції перекриття внаслідок замочування деревини є в аварійному стані і вимагають заміни (рис.33). Крокв'яні конструкції даху в межах осей "1" – "2" збережені, але внаслідок поганої довголітньої експлуатації також перебувають в аварійному стані (рис.33а). Протікання покрівлі із оцинкованих металевих листів призвело до загнивання окремих дерев'яних елементів і порушення зв'язків між ними в вузлах з'єднання із стійками, підкосами, прогонами. Покрівля і несучі конструкції даху в осях "2" – "3" повністю зруйновані. Сходова клітка в осях "2" – "3" зруйнована. Сходи в пивницю зі сторони вул.Ставропігіївської одномаршеві із камінними сходинками частково зруйновані і вимагають реставрації.

З метою оцінки реальної несучої здатності елементів несучих конструкцій будинку були відібрані проби матеріалів з яких вони виготовлені для експериментального визначення їх фізико-механічних характеристик. Зразки таких матеріалів як цегла, розчин, камінь відбиралися із реальних конструкцій у відповідності з вимогами Держстандартів ГОСТ530-80, ГОСТ125-79. Місця відбору зразків показані на рис.9.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

4. ДОСЛІДЖЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРІАЛІВ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Визначення міцності цегли існуючого цегляного муру на стиск

Границя міцності цегли на стиск визначалась в відповідності з вимогами ГОСТ 8462-85 випробуванням зразків виготовлених із двох її половинок відібраних із існуючого муру. Половинки цегли накладалися одна на одну і склеювалися цементним розчином із портландцементу марки не вище 300. Товщина шару склеювання приймалася не більше 5мм. Цим розчином

uma.lvivcenter.org

вирівнювалися зовнішні поверхні зразків шаром товщиною не більше трьох міліметрів. Для виготовлення розчину використовувався пісок з крупністю зерен не більше 1мм, а водоцементне відношення приймалося в межах від 0,34 до 0,36. Зразки цегли після виготовлення витримувалися не менше трьох діб і тільки після того випробовувалися на гідравлічному пресі. Всього було випробувано п'ять серій зразків від трьох до п'яти в кожній серії. Зразки цегли були відібрані з різних ділянок зовнішніх стін в межах другого поверху (рис.9). Крім нормальної цегли випробовувалися також зразки із нестандартної тонкої цегли товщиною 30мм, яка використана в цегляній кладці поряд із цеглою нормальної товщини (ділянка 2, рис.9). Результати досліджень наведені в таблиці 1. Міцність цегли, як видно із таблиці, змінюється в межах від 0,382 до 0,711 кН/см^2. Найменша величина міцності (0,382 кН/см^2) відповідає цегляній кладці на ділянці обмурівки камінної колони одного із простінків фасадної стіни на осі "1" (ділянка 5, рис.9). Міцність нестандартної тонкої цегли складала 1,267 кН/см^2, яка майже в два рази більша від середньої міцності звичайної цегли. Середня міцність цегли для всіх інших ділянок складає величину приблизно 0,6 кН/см^2, яка вирахувана як середня арифметична величина із результатів випробування трьох серій зразків (табл.1) і відповідає марці "50".

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

Таблиця 1.

Результати експериментальних досліджень міцності цегли

№ серії	№ взірця	Розміри (в плані),мм	Зусилля руйнувань, кН	Міцність, кН/см^2		Примітки
				взірця	середня	
I	1	105×120	71,25	0,565	0,594 (59,4кг/см^2)	ділянка№1 рис.9
	2	115×110	77,50	0,612		
	3	110×100	75,00	0,682		
	4	120×145	77,50	0,445		
	5	165×125	138,00	0,669		
II	1	125×135	68,75	0,407	0,452 1,267	ділянка№2 рис.9 тонка цегла
	2	130×135	87,5	0,498		
	3	165×165×30	345,00	1,267		
III	1	130×125	120,00	0,738	0,711	ділянка№3 рис.9
	2	120×125	87,50	0,583		
	3	130×130	137,50	0,813		
	4	-	-	-		
IУ	1	155×145	160,00	0,711	0,654	ділянка№4 рис.9 крива цегла (пов.непарн)
	2	140×135	132,00	0,698		
	3	145×140	112,50	0,554		
	1	125×130	67,50	0,415		ділянка№5

uma.lvivcenter.org

№ серії У	№ взірця	Розміри (в плані),мм	Зусилля руйнувань, кН	Міцність, кН/см^2		Примітки
				взірця	середня	
	2	140×125	65,00	0,371	0,382	рис.9
	3	115×120	50,00	0,362		крива поверх

4.2. Визначення міцності вапняного розчину існуючої цегляної кладки на стиск

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Urban History

Міцність вапняного розчину на якому викладені цегляні стіни будинку визначалася випробуванням зразків відібраних безпосередньо із швів цегляної кладки. Зразки розчину відбиралися безпосередньо із швів кладки на цих же ділянках стін і простінків де були взяті проби цегли (рис.9). В кожному місці відбиралося по 3...5 проб-пластинок із горизонтальним зразком до випробування надавали форму кубика з розмірами 20×20×20мм. Всього було виготовлено п'ять серій експериментальних зразків, від трьох до п'яти зразків в кожній серії. Кубики випробовувалися на спеціальному важілевому пресі де вони доводилися до руйнування фіксуючи динамометром системи "Токарєва" величину руйнівного навантаження. Границя міцності кожного зразка визначалася величиною руйнівного навантаження поділеного на робочу площу кубика в відповідності з вимогами ГОСТ9179-77, ГОСТ22688-77, ГОСТ5802-86. Середня міцність розчину визначалася як середнє арифметичне значення із одержаних результатів в серії. Результати експериментальних досліджень міцності вапняного розчину наведені в таблиці 2. Аналіз результатів дослідження міцності вапняного розчину на стиск наведених в таблиці 2 вказує на те, що найменші характеристики міцності (0,045 кН/см^2) відповідають ділянкам "1" і "5" в кладці обмурівки камінних колон в межах простінків (рис.9). На всіх інших ділянках стіни міцність вапняного розчину майже однакова і змінюється в невеликих межах від 0,065 до 0,067 кН/см^2, що не виходить за нормативні рекомендації.

Таблиця 2.

Результати експериментальних досліджень міцності вапняного розчину

Се-рія	№ взір.	Розміри мм	Показ інд.	Руйн. зусил,кН	Міцність		Куб. міцн розчину, кг/см^2	Прим.
					взірця	серед.		
	1	19,5×21	123	0,348	0,085			Ділянка
	2	20×21	120	0,303	0,072			№1
1	3	19×17	118	0,272	0,084	0,082	0,046	(рис 9)
	4	21×21	125	0,378	0,086		(4,6)	
	1	19×24	145	0,681	0,149			
	2	18×20	120	0,303	0,084			Ділянка

uma.lvivcenter.org

II	3	22×19,5	136	0,545	0,127	0,117	0,065	№2
	4	19×18,5	130	0,454	0,129		(6,5)	(рис.9)
	5	23×20	129	0,439	0,095			
III	1	18×22	136	0,545	0,137			Ділянка
	2	21×19	118	0,272	0,068	0,118	0,066	№3
	3	23×20	138	0,575	0,125		(6,6)	(рис.9)
	4	23×19	141	0,621	0,142			
IУ	1	23×21	136	0,545	0,113			Ділянка
	2	20×20	125	0,378	0,094	0,119	0,067	№4
	3	20×20	140	0,606	0,151		(6,7)	(рис.9)
У	1	20×18	121	0,318	0,088			Діл.№5
	2	20×23	129	0,439	0,095	0,079	0,044	(рис 9)
	3	22×21	117	0,257	0,055		(4,4)	простін.
								в меж.кол

4.3. Визначення вагової вологості зовнішніх цегляних стін

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

Цегляні камінні конструкції з природного каменю мають значну пористість, тому вологість проникає в середину стіни і при знакоперемінній температурі середовища призводить руйнування кладки. Такий вид руйнування називається вивітрюванням кладки. В зв'язку з тим, що при обстеженні будинку на окремих ділянках стін спостерігалося вивітрювання кладки виникла необхідність визначення вологості стін.

Вологість цегляного муру визначається методом зондування стін електродрильом. При зондуванні відбиралися проби матеріалу муру через кожну четвертину товщини стіни на другому поверсі, а саме: біля зовнішньої поверхні, в середині товщини стіни і біля внутрішньої її поверхні. Відібрані проби матеріалу стіни попередньо зважувалися з природною їх вологістю, а відтак висушувалися до постійної ваги і тоді ще раз зважувалися. Вагова вологість матеріалу стіни для різних ділянок її товщини визначалася відношенням різниці ваги матеріалу кожної проби з природною вологістю "m_1" і в висушеному стані "m_2" до ваги висушеного матеріалу "m_2". Результати експериментальних досліджень вологості муру зовнішніх стін наведені в таблиці 3. Дані таблиці вказують на те, що вологість зовнішніх цегляних стін є нижче допустимої за будівельними нормами. Збільшення вологості ближче до зовнішнього краю стіни пов'язано з весняною порою року (лютий-березень 1999р.).

Таблиця 3.

Результати експериментального визначення вагової вологості "W" цегляного муру

uma.lvivcenter.org

Характеристика взірця	Маса матеріалу, г		Δm, г	W=(Δm/ m_2)× ×100%	Прим.
	з природньою вологістю, m_1	після висушування, m_2			
Зовнішня поверхня стіни	10,28	10,03	0,25	2,49	
Середня ділянка стіни	11,02	10,80	0,22	2,03	
Внутрішня поверхня стіни	10,47	10,32	0,15	1,45	

4.4. Визначення міцності природнього каменю на стиск в камінно-цегляних комплексних простінках

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

Простінки зовнішніх стін в межах 2го і 3го поверхів виготовлені із камінних колон ромбічного поперечного перерізу з заокругленням із внутрішньої сторони стін та цегляного муру з зовнішньої сторони стіни. На час обстеження камінні колони у всіх простінках були обмуровані цегляною кладкою, яка, правдоподібно, виконана підчас реконструкції будинку. В зв'язку з тим, що за новим проектом реконструкції цього будинку планується ліквідувати цегляну обмурівку колон, і важі повинні працювати самостійно, тому виникла необхідність перевірити міцність каменю з якого ці колони виготовлені та визначити реальну їх несучу здатність. Міцність каменю на стиск визначалася за двома методами, тобто експериментальними дослідженнями зразків в лабораторних умовах і неруйнівним методом в натурних умовах за допомогою молотка Кашкарова. Для випробування в лабораторії були відібрані проби каменю з реальних колон і виготовлені зразки в вигляді кубиків розмірами в середньому 40×40×40мм. Зразки каменю випробовувалися на гідравлічному пресі. Границя міцності матеріалу визначалася за результатами випробування трьох зразків, які наведені в таблиці 4. Середня величина міцності каменю колон на стиск з врахуванням розмірів кубиків зразків (40×40×40мм), які є менші від рекомендованих нормами (50×50 ×50мм), складає 81 кг/см^2. Коефіцієнт зменшення міцності каменю, який враховує відмінність розмірів дослідних зразків від рекомендованих, прийнятий рівним 0,75.(…….).

Таблиця 4.

Результати експериментальних досліджень міцності на стиск каменю колон

№ взір.	Розміри, мм	Руйнуюче зусилля,кг	Міцність,кг/см^2(МПа)			Прим.
			взірця	К=0,75	середня	

uma.lvivcenter.org

1	39,5×36,5×38,5	1670	115,8	86,8		
2	42×36×42	1700	112,4	84,3	80,93	
3	40×38×40	1453	95,6	71,69	(7,93)	

Крім вище описаного методу для визначення міцності каменю використовувався також неруйнівний метод за допомогою молотка Кашкарова. Фізична суть цього методу полягає в тому, що кинетична енергія, яка розвивається при нанесенні молотком удару по каменю, або іншому твердому матеріалу, затрачується на утворення ямок (лунок) в матеріалі (камені) і на металевому стержні. При невеликій міцності матеріалу більша частина цієї енергії затрачується на пластичні деформації матеріалу, а решта – на пластичні деформації металу в еталонному стержні. Принцип випробовування матеріалів таким приладом полягає в використанні стабільних властивостей сталі еталонного стержня тому, що при ударі молотком по матеріалу кулькою, яка є в головці молотка одночасно утворюється два відбитки і на матеріалі діаметром "$d_м$" і на еталонному стержні "$d_е$". Відношення величини діаметрів відбитків ($d_м/d_е$) посередньо характеризує міцність бетону. Реальну міцність матеріалу за цим способом визначається за допомогою тарувальних кривих побудованих на основі результатів попереднього обстукування цих матеріалів. Враховуючи це, що для досліджуваного каменю тарувальних кривих не має, а в літературі вони побудовані тільки для бетону. З метою використання цих кривих для каменю була визначена реальна величина твердості каменю і порівняна з твердістю бетону та прийнятий відповідний коефіцієнт впливу твердості матеріалу. Твердість бетону для якого побудована тарувальна крива за Бринелем наближено рівна Т=60, а для каменю – Т=36. Коефіцієнт кореляції який враховує вплив твердості матеріалу прийнятий рівним $К_т$=0,6. З врахуванням цього коефіцієнту міцність каменю одержана неруйнівним методом за допомогою молотка Кашкарова з певним наближенням відповідає міцності каменю одержаній в результаті випробування кубиків. Результати досліджень міцності каменю неруйнівним методом наведені в таблиці 5.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

Таблиця 5.

Результати експериментальних досліджень міцності каменю колон в простінках II[го] поверху молотком Кашкарова

Ділянка	№ відб.	Діаметр відбит,мм		$d_к/d_с$	Міцність, МПа		Коеф. кореяц. $К_т$	Кінц. міц.МПа
		$d_к$	$d_с$		відб.	серед.		
	1	8,8	4,4	2,0	14,1			
	2	8,3	4,1	2,0	13,8			
				2				
У	3	8,7	4,0	2,1	12,4	12,8	0,6	7,7
				7				

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

	4	8,8	4,0	2,2	12,1			
	5	9,7	4,0	2,4 2	9,6			
	1	7,8	4,4	1,7 8	17,6			
	2	9,4	4,4	2,1 4	12,7			
УІ	3	8,5	4,7	1,8	17,2	14,76	0,6	8,8
	4	9,0	4,1	2,1 9	12,2			
	5	8,6	4,3	2,0	14,1			
	1	10,0	4,6	2,1 8	12,3			
	2	9,4	4,7	2,0	14,1			
УІІ	3	9,7	4,6	2,1	13,1	12,54	0,6	7,5
	4	9,5	4,1	2,3 2	10,8			
	5	9,5	4,4	2,1 6	12,4			
	1	10,0	3,8	2,6 3	7,25			
	2	9,0	3,4	2,6 4	7,2			
УІІІ	3	8,8	3,4	2,5 8	7,8	7,25	0,6	4,4
	4	10,0	3,6	2,7 8	5,7			
	5	8,8	3,5	2,5 2	8,3			

$d_к$ - діаметр відбитку на камені;
$d_е$ - діаметр відбитку на еталонному стержні.

Значне зменшення міцності каменю на ділянці УІІІ в порівнянні з результатами одержаними на інших ділянках, правдоподібно викликано неточністю виконаних замірів діаметрів відбитків, що мабуть пов'язано з заокругленою поверхнею колони на цій ділянці. Тому ці результати виключені і при аналізі міцності не розглядаються. Величина міцності каменю за неруйнівним методом коливається в межах від 75 кг/см^2 до 88 кг/см^2 (7,5…8,8МПа). За результатами випробування можна вважати, що камінь з якого виготовлені колони простінків належить до легких марок за міцністю на стиск, має однорідну дрібно-кристалеву будову, щільний, середньої твердості і належить до вапняків світло-сірого кольору з питомою вагою до 1800 кг/см^3.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

4.5. Визначення міцності бетону в залізобетонному поясі жорсткості нарівні перекриття другого поверху

Залізобетонний пояс виготовлений по периметру зовнішніх стін в осях 1-2 в межах перекриття над першим поверхом і використовується для закріплення арматурних тяжів якими зовнішня стіна на осі "1" притягується до внутрішньої поперечної стіни на осі "2". Міцність бетону залізобетонного пояса визначалася з використанням неруйнівного методу за допомогою молотка Кашкарова, який базується на визначенні твердості поверхневого шару бетону (див.24.4). Визначення міцності бетону виконувалося на чотирьох ділянках бокової поверхні пояса (рис.9), які перед нанесенням ударів молотком Кашкарова зачищалися від пилу і зруйнованого поверхневого шару бетону. На кожній ділянці виконувалося по 5 ударів молотком і заміряліся діаметри відбитків на бетоні і відповідно на еталонному стержні. Міцність бетону визначалася з допомогою тарувальної кривої в залежності від величини співвідношення діаметрів відбитків на бетоні і металевому еталонному стержні. Результати досліджень міцності бетону поясу наведені в таблиці 6. Із таблиці видно, що міцність бетону пояса жорсткості коливається в межах від 21 МПа до 26,4 МПа (2,1…2,64 кН/см^2). Результати міцності одержані при випробуванні на ділянці "IУ" не враховані тому, що вона в два рази менша від її середньої величини, яка складає 24,4 МПа (2,44 кН/см^2). Така велика різниця міцності мабуть виникла внаслідок значного зволоження верхнього шару бетону на цій ділянці пояса, яка розташована ближче до зруйнованої частини будинку при зовнішній стіні на ряді "Д".

Таблиця 6.

Результати експериментального визначення міцності бетону залізобетонного поясу II поверху молотком Кашкарова

Ділянка	№ відб.	Діаметр відбитку,мм		$d_б/d_е$	Міцність,МПа		Примітки
		$d_б$	$d_е$		відбитку	середня	
I	1	7,8	6,5	1,2	47,5	26,4	
	2	8,8	5,8	1,52	24,9		
	3	8,0	5,6	1,42	29,6		
	4	9,5	5,7	1,66	20,3		
	5	9,0	6,4	1,40	30,8		
II	1	8,8	5,9	1,49	26,2	20,96	
	2	9,0	5,3	1,70	19,4		
	3	8,8	5,2	1,69	19,8		
	4	8,7	5,8	1,50	25,8		
	5	9,8	4,8	2,04	13,6		
	1	8,8	5,7	1,54	24,2		
	2	8,2	5,6	1,46	27,6		

uma.lvivcenter.org

Ділянка	№ відб.	Діаметр відбитку,мм		$d_б/d_в$	Міцність,МПа		Примітки
		$d_б$	$d_в$		відбитку	середня	
III	3	8,5	5,6	1,52	24,9	25,86	
	4	8,8	5,7	1,54	24,2		
	5	8,9	6,2	1,44	28,4		
IУ	1	9,3	5,2	1,78	17,6	12,04	
	2	10,3	4,7	2,19	12,2		
	3	11,3	4,5	2,51	8,4		
	4	11,2	4,8	2,33	10,2		
	5	10,5	4,7	2,23	11,8		

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

4.6. Визначення міцності бетону в залізобетонних плитах перекриття третього поверху

Залізобетонні плити є конструктивними елементами сталебетонного перекриття третього поверху, яке складається із металевої балкової клітки, що включає дві головні балки із двотавра №27, розташовані вздовж будинку і балки із двох об'єднаних швелерів, розташованих впоперек будинку з кроками 1,25; 1,27; 1,28м. Залізобетонні плити виготовлені із монолітного залізобетону товщиною 100мм з опиранням на нижні полички балок настилу. Для оцінки несучої здатності даного перекриття виникла необхідність визначити міцність бетону плит. З цією метою на двох ділянках перекриття була зачищена поверхня бетону і неруйнівним механічним способом (молотком системи Кашкарова), який оснований на гіпотезі про зв'язок між міцністю матеріалу і його твердістю та детально описаний в розділах 4.4 і 4.5 і був визначений клас бетону. Результати випробування наведені в таблиці 7.

Таблиця 7.

Результати експериментального визначення міцності бетону монолітної плити перекриття III поверху молотком Кашкарова

Ділянка	№ відбитка	Діаметр, мм		$d_б/d_в$	Міцність, МПа		Приміт-ка
		$d_б$	$d_в$		відбитка	середня	
1	1	7,2	4,8	1,5	25,8	24,96	
	2	7,7	5,2	1,48	26,6		
	3	8,0	5,0	1,6	22,4		
	4	8,0	4,9	1,63	21,6		
	5	7,5	5,2	1,44	28,4		
2	1	8,5	5,0	1,7	19,4	19,6	
	2	8,2	5,0	1,64	21,2		
	3	8,5	5,2	1,64	21,2		
	4	9,2	5,3	1,74	18,3		

uma.lvivcenter.org

Ділянка	№ відбитка	Діаметр, мм		$d_б/d_ц$	Міцність, МПа		Приміт-ка
		$d_б$	$d_ц$		відбитка	середня	
	5	8,8	5,0	1,76	17,9		

Як видно із таблиці 7 середня величина міцності бетону залізобетонних плит перекриття коливається в межах від 20 до 25МПа (2,0…2,5 кН/см^2), що згідно з нормами відповідає класам бетону В15…В20. Для визначення міцності плит перекриття приймаємо фізико-механічні характеристики, які відповідають бетону класу В15.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

5. ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ В ОСЯХ 1…3 З ВРАХУВАННЯМ ЇХ РЕАЛЬНОГО СТАНУ

Основними несучими конструкціями в існуючому будинку на ділянці між осями 1…3, які збереглися і можуть бути повністю або частково використані при його реконструкції є: зовнішні цегляні та кам'яні стіни в межах основного і бокового фасадів; внутрішні цегляні стіни в пивниці і частина на першому та другому поверхах; склепінчасті цегляні перекриття над пивницею і першим поверхом; сталебетонне перекриття над другим поверхом. Всі інші існуючі конструкції в цій частині будинку є в аварійному стані і не придатні для їх використання при реконструкції та повинні бути замінені новими елементами. Оцінка несучої здатності існуючих конструкцій виконувалася за результатами їх детального обстеження та перевіркою міцності аналітичними методами з врахуванням реальних фізико-механічних характеристик матеріалів та наявних дефектів. Як показали результати обстеження несучі конструкції в межах пивниці перебувають в задовільному стані і не зважаючи на наявність незначних тріщин в цегляних стінах в рядах "А" і "Б" та порушену кладку між осями "1"-"1" можуть бути використані при реконструкції будинку після відповідної їх реставрації, а можливо і підсилення на окремих ділянках. Зовнішні і внутрішні стіни в межах першого поверху крім тріщин з розкриттям до 2мм мають також ділянки оголені від тиньку з частковим вивітрюванням швів (на глибину до 10мм) цегляної кладки, що могло призвести до незначного (в межах 5%) зменшення їх несучої здатності. Значно більші пошкодження з розкриттям тріщин до 8мм, порушенням кладки та вивітрюванням швів зафіксовано в поперечній цегляній стіні на осі "2", що зменшило її несучу здатність на окремих ділянках до 10%. В аварійному стані знаходиться внутрішня поперечна цегляна стіна на осі "3". В ній розвинулися тріщини з розкриттям до 30мм. Крім того мають місце вигин стіни із площини і відпадання окремих цеглин. Зі сторони внутрішнього подвір'я частина кладки стіни розібрана. Враховуючи вище описані дефекти, можна вважати, що фізичне зношення цегляної кладки цієї стіни коливається в межах від 60% до 75%, стійкість її в даний час забезпечена спеціально влаштованими

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

тимчасовими кріпленнями. Тому стіна на осі "3" не має достатньої несучої здатності і в такому стані не може бути використана при реконструкції будинку, її необхідно перекласти, або підсилити.

Склепінчате цегляне перекриття над першим поверхом в осях 1 – 2 на окремих ділянках знаходиться в аварійному стані. В п'яті склепіння на перетині осі "2" з рядом "Г" значна ділянка цегляної кладки зруйнована на глибину до 12см. На віддалі двох метрів від ряду "Г" в межах наявної тріщини спостерігається вертикальне переміщення одної частини склепіння по відношенню до другої. Крім того між рядами "А-Г" склепіння пронизують на всій довжині повздовжні і похилі тріщини. Основною причиною аварійного стану склепінчатого перекриття над першим поверхом є значне його перевантаження цегляним муром нової поперечної стіни на осі "2", викладеної при реконструкції будинку, яка не має перев'язки із поздовжніми стінами і тому власна вага її між рядами "А-Г" передається безпосередньо на існуюче цегляне склепіння на яке воно не розраховане (див.додаток І). Для того щоби використати це перекриття при реконструкції будинку необхідно перекласти цегляну кладку зруйнованих ділянок попередньо розвантаживши його, передаючи навантаження від поперечної стіни на поздовжні стіни, та підсилити ділянки склепіння з тріщинами. Без цих заходів склепінчасте перекриття не може бути використане тому, що значна частина його втратила свою несучу здатність. Зовнішні стіни в межах другого поверху в багатьох місцях мають зруйнований тиньковий шар і часткове вивітрювання муру (на глибину до 5мм). Особливе пошкодження кладки має місце в нижній і верхній частинах цегляно-камінних простінків в місцях влаштування залізобетонного поясу і опирання камінних склепінчастих плит перемичок та дерев'яних балок підвішеної стелі. За рахунок підрубування простінків в межах залізобетонного поясу на рівні підлоги і часткового руйнування цегляного муру на рівні перемичок несуча здатність стін на цих ділянках по відношенню до її проектної величини зменшилась наближено на 10…15%. Тому при реконструкції будинку необхідно зміцнити ділянки зруйнованої кладки відновити тиньковий шар і зачеканити наявні тріщини. В випадку ліквідації обмурівки камінних колон цих простінків і включення їх в інтер'єр приміщень необхідно відновити ділянки порушеної або зруйнованої кладки зовнішніх цегляних стін. Особливу увагу слід звернути на стан цегляної кладки простінків на розі будинку де розташовані поряд дві камінні колони (на осі "1" і ряду "5") і при необхідності їх підсилити. Як показали виконані розрахунки (див.Додаток І) несуча здатність комплексних простінків при існуючих конструктивних вирішеннях перекрить, покрить, стін і простінків та корисному навантаженні 200 кг/м^2 забезпечується, якщо виконати вище згадані заходи з їх підсилення.

Дерев'яні балки і прогони підвішеної стелі в межах перекриття третього поверху, які мають низку тріщин і частково поверхневе загнивання на окремих ділянках, вимагають реставрації і надійного закріплення в межах стін.

uma.lvivcenter.org

Дерев'яні лежні в поздовжніх стінах на які опираються балки підвішеної стелі мають значно більшу ступінь загнивання і тому підлягають заміні.

Сталебетонне перекриття третього поверху є в задовільному стані і може бути використане в подальшій експлуатації будинку при корисному навантаженні до 200 кг/м^2 (див.Додаток І). Зовнішні стіни в межах третього поверху мають цілий ряд горизонтальних, вертикальних і похилих тріщин з максимальним розкриттям до 3 мм, а також ділянки зруйнуванням тинькового шару і незначного вивітрювання цегляної кладки, однак, ці дефекти не впливають на зменшення їх несучої здатності. Тому зовнішні стіни в межах третього поверху можуть бути використані при реконструкції будинку без підсилення.

Перекриття горища і несучі конструкції покрівлі є в аварійному стані і при реконструкції не можуть бути використані, а підлягають заміні.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

6. ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Будинок "Бандінеллі" розташований на розі пл.Ринок, і вул.Ставропігіївської, зареєстрований як пам'ятник архітектури кінця XVI століття, належить до Львівських середньоміських палацових будинків і внесений до списку Всесвітньої спадщини ЮНЕСКО та згідно з постановою Кабміну України за №1266 від 15.XI.1997 року підлягає реконструкції, відновленню і збереженню в первісному вигляді.

2. Підчас багатовікової експлуатації будинок використовувався за різним призначенням, а в 50-х роках нашого століття був перебудований в житловий будинок і тому внутрішні приміщення були в значній мірі перепланувані з відповідною заміною конструкцій перекрить, внутрішніх стін, інтер'єру та інших елементів. Підчас останньої такої перебудови в 1984 році середня частина будинку в осях 2…4 була зруйнована до рівня пивниці і після того цей будинок не експлуатувався.

3. В осях 1…2 основні несучі конструкції в більшості випадків збереглися і можуть бути використані при реконструкції будинку. До них відносяться зовнішні стіни основного і бокового фасадів, перекриття над пивницею, перекриття над першим, а також нове перекриття над другим поверхами в осях 1…2, частина внутрішніх поперечних стін і фундаменти. Однак, для надання будинку первісного вигляду необхідно виконати реставрацію всіх несучих конструкцій на цій ділянці, а деякі із них відремонтувати та підсилити.

4. Згідно з проектом реконструкції розробленим інститутом "Укрзахідпроектреставрація" комплексні простінки зовнішніх стін, що складаються із камінного обрамлення, цегляної кладки і камінних колон з капітелями, обмурованими цеглою, необхідно відкрити, ліквідувати обмурівку і відтворити первісний інтер'єр приміщень. Необхідно також відкрити конічно-аркові камінні склепіння над віконними прорізами, які закриті горизонтально

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища Центр міської історії

розташованою отинькованою підшивкою та віконні прорізі закладені цегляною кладкою.

5. З метою визначення реальної несучої здатності комплексних простінків зовнішніх стін і в зв'язку з ліквідацією цегляної обмурівки та виявлених при обстеженні пошкоджень кладки було виконано лабораторне дослідження міцності зразків цегли, розчину та каменю взятих з реальних конструкцій. З врахуванням одержаних експериментальних характеристик міцності та деформативності матеріалів простінків виконані аналітичні розрахунки їх несучої здатності (див.Додаток І).

6. Аналогічні експериментальні дослідження матеріалів та розрахунки елементів конструкцій виконані для оцінки реальної несучої здатності сталебетонного перекриття над другим поверхом та склепінчатого перекриття над першим поверхом розташованих в осях 1…2 (див.Додаток І).

7. Аналіз результатів експериментальних досліджень матеріалів та аналітичних розрахунків простінків і елементів перекрить вказує на то, що їх несуча здатність може бути забезпечена при корисному навантаженні в приміщеннях величиною до 200 кг/м^2 і з врахуванням конструктивних змін в простінках передбачених проектом реконструкції і описаних нижче.

8. При відновленні ділянок шару зруйнованого тиньку стін поверхню цегляної кладки необхідно зачистити від остатків розчину, а краї збереженого тиньку сильно змочити водою. Склад розчину слід максимально наблизити до існуючого.

9. Вивітрений розчин в швах цегляного муру, як правило, призводить до значного погіршення (на 10…15%) теплотехнічних властивостей цегляної кладки, а також до зменшення її несучої здатності (до 15%), тому на таких ділянках існуючих стін необхідно виконати розшивку вивітрених швів цементним розчином зачищаючи і змиваючи їх попопередньо водою.

10. Аркові та клинчаті перемички над вікнами при наявності поодинчих тріщин слід зміцнювати ін'єктуванням цементним, або полімерцементним розчинами. Для цього необхідно використовувати портладнцемент марки 400 і більше, а розчин подавати під тиском 0,6 МПа. Сильно здеформовані цегляні перемички найкраще перекладати, попередньо їх розвантаживши від дії вище розташованої ділянки стіни і перекрить. Тому при розборці обмурівки простінків та підшивки перемичок необхідно детально обстежити їх стан з фіксацією наявності тріщин та інших пошкоджень і прийняти відповідні заходи з забезпечення їх несучої здатності.

11. Для відновлення нормальної роботи склепінчатого цегляного перекриття над першим поверхом в осях 1…2 необхідно відновити зруйновані ділянки кладки попередньо розвантаживши їх відповідними кріпленнями і заін'єктувати всі наявні тріщини водоцементним розчином з зачеканюванням та розклинюванням їх. При перекладенні зруйнованих ділянок кладки слід використовувати цеглу і розчин підвищеної міцності (марки 100). Шов між новим і старим муром необхідно зачеканювати наполовину жорстким цементним розчином марки 100. Розбирати тимчасові кріплення можна тільки

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

після того як нова кладка набере міцності не меншої 50% від проектної. До початку робіт з підсилення склепінчатого перекриття навантаження від поперечної стіни по осі "2"слід передати на поздовжні стіни рядів "А і Г".

12. Необхідно також перевірити стан цегляної кладки в місцях опирання балок і прогонів перекрить. В випадку наявності в цих місцях стін тріщин, або ознак руйнування кладки слід на основі відповідного її розрахунку на місцевий стиск оцінити напружений стан кладки і при її перенапруженнях виконати підсилення підведенням в місцях опирання балок металевих листів, або залізобетонних підкладних плит, а в випадках значного пошкодження кладки виконати місцеву заміну муру, попередньо розвантаживши стіну тимчасовими кріпленнями.

13. Тріщини в існуючих стінах з розкриттям до 4мм рекомендується ін'єктувати цементним розчином. Окремі неглибокі тріщини слід тільки зачеканювати цементним розчином. При значних пошкодженнях цегляного муру нарівні горища, а також в межах перекриття другого поверху в осях 2...3 зруйновану кладку необхідно розібрати і замінити новою. При розкритті тріщин в стінах більше 4мм кладку на глибину половини цегли почергово з двох сторін муру шириною не менше в одну цеглу вздовж тріщини слід замінити новою із цегли не менше марки 100 і цементного розчину марки 25 з надійним перев'язуванням старої і нової кладки.

14. В випадку розборки і ліквідації сталебетонного перекриття над другим поверхом обумовлених архітектурно-планувальними рішеннями необхідно розробити технологічну карту виконання робіт з надійним забезпеченням стійкості зовнішніх стін на період розборки і виготовлення нового перекриття.

15. При внесенні додаткових змін в проект реконструкції підчас виконання реноваційних і ремонтних робіт їх в обов`язковому порядку необхідно погоджувати з авторами даного звіту.

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

ДОДАТОК І

РОЗРАХУНКИ ЕЛЕМЕНТІВ КОНСТРУКЦІЙ

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

РОЗРАХУНОК БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДИНКУ

Збір навантажень

Покриття

	Вид навантаження	Нормат кг/м^2	γ_f	Розрах. кг/м^2
I	Постійне:			
	- бляха	7,8	1,1	8,6
	- дощатий настил	4	1,2	4,8
	- крокви	8,5	1,2	10,2
	- стояки та балки	12	1,2	14,4
	РАЗОМ	32,3		38
II	Тимчасове:			
	- сніг	50	1,4	70
	РАЗОМ	82,3		108

Перекриття над III поверхом

	Вид навантаження	Нормат кг/м^2	γ_f	Розрах. кг/м^2
I	Постійне:			
	- дощатий настил	15	1,2	18
	- балки перекриття дерев'яні	55	1,2	66
	- дощатий настил	15	1,2	18
	- штукатурка	54	1,3	70
	РАЗОМ			172
II	Тимчасове:			
	- корисне	70	1,2	84
	РАЗОМ			256

Перекриття над II поверхом

	Вид навантаження	Нормат кг/м^2	γ_f	Розрах. кг/м^2

uma.lvivcenter.org

Розрахунок простінка розраховуємо згідно рекомендацій "Пособия по проектированию каменных и армокамокаменных конструкций (к СниП II-22-81)", як комплексних елементів – п.5.27-5.32.

Визначаємо геометричні характеристики поперечного перерізу комплексного простінка. Для цього попередньо визначаємо геометричні характеристики поперечного перерізу кам'яної колони простінка.

Площа перерізу:



$A_к$=0,5(35+70)×25+3,14×17,5^2×
0,5=1790см^2

Статичний момент:

$S_к$=2×0,5×17,5×25×25:3+35×25×25:2+0,5×
×3,14×17,5^2×30=29008см^3

Відстань до центра ваги перерізу:

$I_к$=S : A=29008 : 1790=16см

Момент енергії перерізу кам'яної колони простінка з деякими спрощеннями:

$I_к$=(35×40^3:12)+35×40×4^2+2×0,5×17,5×25×7,7^2=235006см^4

Геометричні характеристики поперечного перерізу комплексного простінка визначаємо, як для приведеного перерізу.

Модуль пружності цегляного муру:

E_o=αR_u=750×12=9000кг/см^2

R_u=2R=2× E_o=αR_u=750×12=9000кг/см^{2}6=12кг/см^2

Модуль пружності кам'яного стовпа

$E_к$=18000кг/см^2

α =$E_к$: E_o= 18000×9000=20

Площа приведеного перерізу:

A_{red}=2×40×18+35×70+20×1790=39690см^2

Статичний момент приведеного перерізу:

S_{red}=20×1790×(16+35)+2×40×18×9+35×70×17,5=1881635см^3

Центр ваги приведеного перерізу:

Y_{red}=S_{red} : A_{red}=1881635 : 39690=47,4см

Момент інерції приведеного перерізу:

I_{red}=20(235006+1790×(16+35-47,4)^2)+2×((40×18^3):12+40×18×(47,4-9)^2)+
+(70×35^3):12+70×35(47,4-17,5)^2=9766763см^4

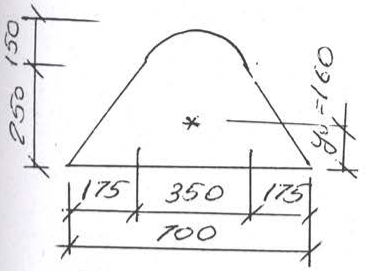
Радіус інерції приведеного перерізу

$$I_{red} = \frac{I_{red}}{A_{red}} = \frac{9766763}{39690} = 15.7см$$

Конструктивні елементи комплексного простінка опираються на цегляний мур, який є продовженням простінка.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History
uma.lvivcenter.org

Визначаємо центр ваги цегляної частини простінка нижче кам'яного стовпа

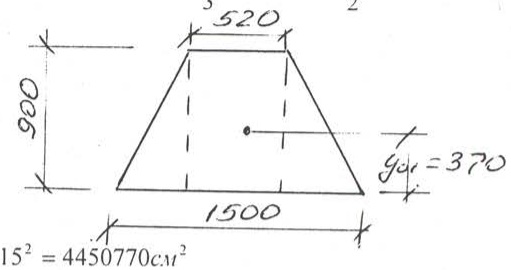


Площа перерізу:

$$A_1 = \frac{52+150}{2} \times 90 = 9180 см^2$$

Статичний момент:

$$S_1 = 2 \times 0.5 \times 49 \times 90 \times \frac{90}{3} + 52 \times 90 \times \frac{90}{2} = 342900 см^3$$



Відстань до центру ваги:

$$y_{01} = \frac{S_1}{A_1} = \frac{342900}{9180} = 37 см$$

Момент інерції:

$$I = \frac{52 \times 90^3}{12} + 52 \times 90 \times 8^2 + 2 \times 0.5 \times 49 \times 90 \times 15^2 = 4450770 см^2$$

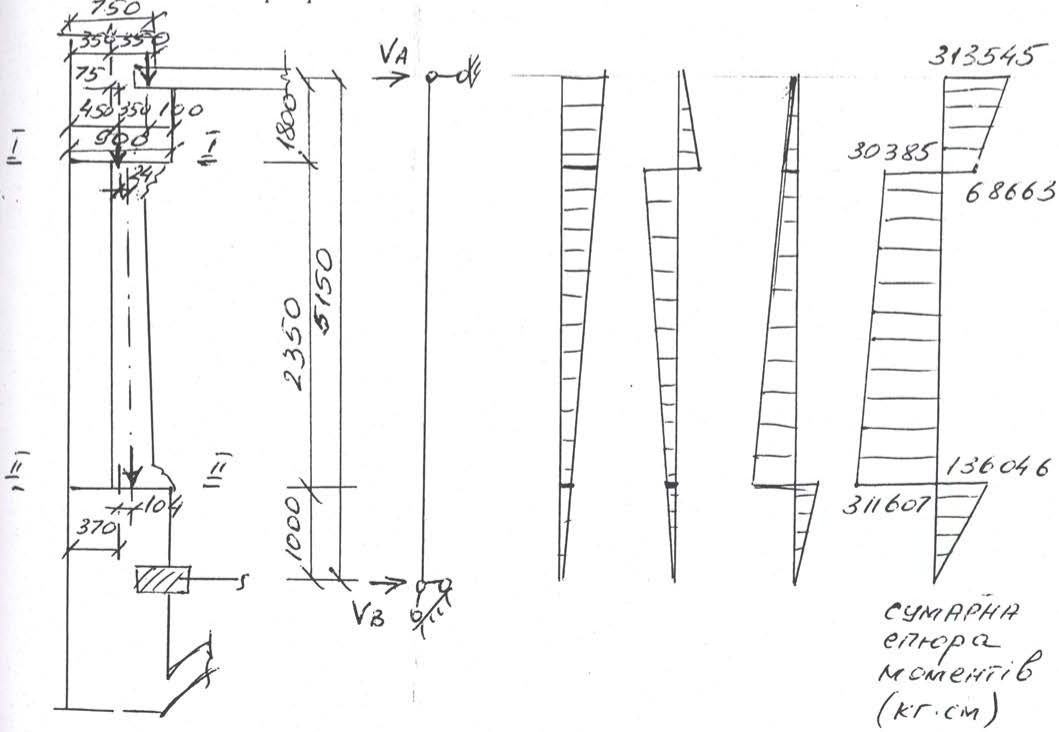
Радіус інерції:

$$i = 445720/9180 = 22 см$$

Внаслідок зміщення центру ваги комплексного простінка і центру ваги цегляного муру нижче комплексного простінка ексцентриситет на рівні опирання комплексного простінка на цегляну частину буде рівний

e_0=47,4-37=10,4см

Визначаємо згинальні моменти, які діють в простінку за рахунок зміщення осей стін, елементів простінка і позацентрового прикладення навантаження від перекриття.



uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

Згинальний момент на рівні перекриття над другим поверхом за рахунок зміщення осей стіни при зміні товщини та позацентрового прикладення зусилля від перекриття:

Згинальний момент в перерізі I-I на рівні верху комплексного простінка:

$$M_I = 313545\frac{(515-180)}{515} = 203957 кг \cdot см$$

В перерізі II-II:

$$M_{II} = 313545\frac{(515-180-235)}{515} = 60883 кг \cdot см$$

Згинальний момент внаслідок зміщення осей верхньої цегляної частини і комплексної частини простінка в перерізі I-I:

$$M = (46741 - 2.35 \times 0.9 \times 1.2 \times 1.2 \times 1800) \times 2,4 = 99021 кг \cdot см$$

Для побудови епюри моментів знаходимо опорні реакції:

$$V_A = -V_B = \frac{99021}{515} = 192.27 кг$$

$$M_1 = 192.27 \times 335 = 64411 кг \cdot см$$

$$M_2 = 192.27 \times 180 = 34610 кг \cdot см$$

При цьому в перерізі II-II:

$$M_3 = 64411\frac{100}{100+235} = 19227 кг \cdot см$$

Згинальний момент внаслідок зміщення осей комплексного простінка і цегляної частини в перерізі II-II:

$$M = 46741 \times 10.4 = 486107 кг \cdot см$$

$$V_A = V_B = \frac{486107}{515} = 943,9 кг$$

$$M_4 = 943.9 \times 100 = 94390 кг \cdot см$$

$$M_5 = 486107 - 94390 = 391717 кг \cdot см$$

При цьому в перерізі I-I:

$$M_6 = 391717\frac{180}{180+235} = 169904 кг \cdot см$$

Будуємо сумарну епюру моментів з принципу субординації, тобто незалежної дії зусиль:

$$M^{II}_{I-I} = M_1 + M_6 - M_I = 169904 + 64411 - 203957 = 30358 кг \cdot см$$

$$M^{II}_{I-I} = M_I + M_2 - M_6 = 203957 + 34610 - 169904 = 68663 кг \cdot см$$

$$M^{II}_{II-II} = M_{II} + M_4 - M_3 = 60883 + 94390 - 19227 = 136046 кг \cdot см$$

$$M^{II}_{II-II} = M_5 + M_3 - M_{II} = 391717 + 19227 - 60883 = 311607 кг \cdot см$$

Комплексний кам'яний простінок перевіряємо в перерізі II-II, по-скільки згинальний момент і стискаюча сила в ньому більші ніж в перерізі I-I.

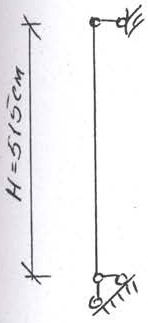
Розрахунок комплексного простінка виконуємо, як позацентрово стиснутий враховуючи різні можливі розрахункові схеми простінка:

1) Нижня опора, прийнята на рівні склепінчатого перекриття над підвалом з залізобетонним поясом і тяжами, верхня опора – на рівні перекриття над другим поверхом;

uma.lvivcenter.org

2) Нижня опора, прийнята на рівні склепінчатого перекриття над підвалом з залізобетонним поясом і тяжами, верхня опора – на рівні перекриття над другим поверхом, але як пружно-податлива;

3) Нижня опора, прийнята на рівні склепінчатого перекриття над першим поверхом з залізобетонним поясом і тяжами, верхня опора відсутня (в випадку демонтажу перекриття над другим та третім поверхом).



Розрахунок міцності комплексного позацентрово стиснутого простінка при відсутності армування виконуємо за умовою

$$N = \frac{\varphi_{cs}\, 0{,}85 m_g (m_к R \cdot S + R_к \cdot S_к)}{e}$$

$m_к$=0,7- враховує стан цегляного муру;

m_g=1 при h>30см;

R=6 кг/см^2- розрахунковий опір цегляного муру при цеглі М50 та розчині М4.

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

При схемі 1 (наявність зв'язків в межах кожного поверху)

Розраховуємо наближено, як для прямокутного перерізу при визначенні площі стиснутої частини перерізу

A_c=9180(1-2×14/90)=6324см^2

λ_h=600/90=6,7

$R_к = \frac{R''}{\gamma} = \frac{80.9}{1.3} = 62 кг/см^2$ - розрахунковий опір каменю.

$R'' = 80.9 кг/см^2$ - нормативний опір каменю згідно результатів обстеження.

Статичний момент цегляної частини простінка відносно більшої грані перерізу

S=2x40x18x9+35x70x17,5=55835 см^3

Для коефіцієнта поздовжнього згину φ_{sc} визначаємо пружну характеристику комплексного простінка:

$$\alpha_{sc} \frac{E_{o.red}}{R_{red}}$$

Приведений модуль пружності

$$E_{o.red} = \frac{E_0 I + E_к I_к}{I + I_к}$$

Момент інерції цегляної частини простінка:

$$I = 2\left(\frac{40\times 18^3}{12} + 40\times 18(14.3-9)^2\right) + \frac{70\times 35^3}{12} + 70\times 35(17{,}5-14.3)^2 = 354521 см^4$$

Центр ваги цегляної частини простінка відносно зовнішньої грані

$$y = \frac{S}{A} = \frac{55835}{(2\times 40\times 18 + 35\times 70)} = 14.3см$$

Момент інерції кам'яного стовпа:

$I_к = 235006см^4$

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

$$E_{o.red} = \frac{9000 \times 35421 + 180000 \times 235006}{354521 + 235006} = 77165 кг/см^2$$

Приведений тимчасовий опір комплексного простінка

$$R_{red} = \frac{R_u \times A + R_{m.} \times A_k}{A + A_k} = \frac{12 \times 3890 + 80.9 \times 1790}{3890 + 1790} = 33.7 кг/см^2$$

A=2x40x18+35x70=3890см^2

$$\alpha_{cs} = \frac{77165}{33.7} = 2289$$

Гнучкість комплексного простінка при розрахунковій схемі 1:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{515}{15.7} = 32.8$$

$$l_0 = H = 515см$$

$$\varphi_{cs} = 0.9$$

Статичний момент цегляної частини простінка відносно найбільш стиснутої частини простінка 1-1:

S=2x40x18(75-9)+70x35(75-17,5)=235915см^3

Статичний момент перерізу кам'яної колони відносно осі 1-1:

$S_к$=1790(40-16)=42960см^2

Ексцентриситет прикладання стискаючої сили:

e_0=M/N=311607/46741=6,7см

Відстань від осі 1-1 до центру прикладення сили М:

e=75-47,4+6,7=34,3см

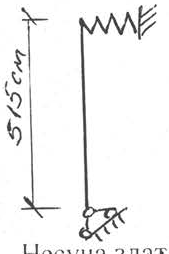
Несуча здатність комплексного простінка:

$$N = \frac{0.9 \times 0.85(0.7 \times 235915 + 62 \times 42960)}{34.3} = 79359 > 43880кг$$

$$N = 79359 > 46741кг$$

Несуча здатність комплексних простінків, за розрахунковою схемою 1 і розташованих вздовж осі 1 та осі Д забезпечена.

Розрахункова схема 2:



$$l_0 = \mu \times H = 1.25 \times 515 = 644см$$

$$\lambda_i = \frac{644}{15.7} 41$$

$$\varphi_{sc} = 0,85$$

$$N = 79359 \frac{0,85}{0,9} = 74950кг > 43880кг$$

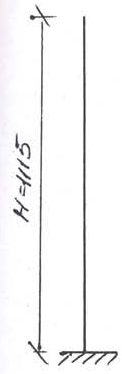
$$N = 74950кг > 46741кг$$

Несуча здатність простінків за розрахунковою схемою 2 забезпечена.

Розрахункова схема 3:

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History



$l_0 = 2 \times 1115 = 2230см$

$\lambda = \frac{2230}{15,7} = 142$

$\varphi = 0.31$

Розрахункове зусилля на простінок при відсутності перекрить над другим і третім поверхами згідно розрахункової схеми 3

Простінок вздовж осі 1:

N=46741-1134-8270=37337 кг

Простінок вздовж осі Д:

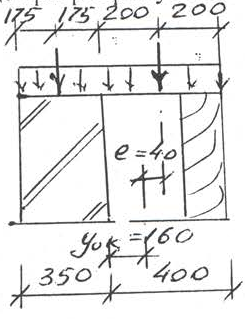
N=43880-4032-3529-1701=34618 кг

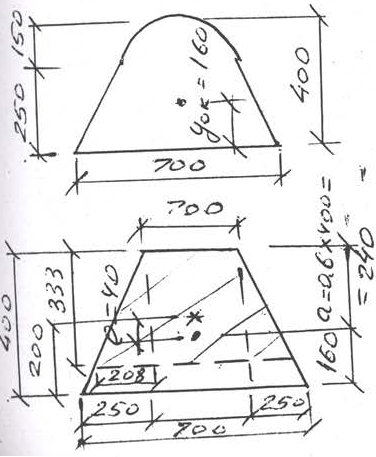
$N = \frac{0.31}{0.9} 79359 = 273354кг < 34337кг$

$N = 27334кг < 34618кг$

При розрахунковій схемі 3, що передбачає демонтаж перекрить несуча здатність простінків не забезпечена.

Розрахунок простінків з умови незалежної роботи елементів простінка - кам'яної колони та цегляної частини, як для багатошарових стін згідно СНиП II-22-81 п.4.22. При цьому з певним наближенням приймаємо що на внутрішню частину простінка, в якій є кам'яна колона, передаються навантаження від перекрить і покриття, а на зовнішню частину простінка, в якій є цегляний мур, передається власна вага стіни в межах, що відповідають товщині цегляної частини h=350мм. При цьому кам'яну колону розглядаємо, як позацентрово стиснуту, а цегляну частину - як центрально стиснуту. Розглядаємо описані вище три розрахункові схеми





Виконуємо розрахунок кам'яної колони. Геометричні характеристики поперечного перерізу:

$A=1790 см^2$

$S=29008 см^3$

$i =235006 см^4$

$y_0=29008/1790=16см$

Для спрощення розрахунку поперечний переріз колони замінюємо на еквівалентний за характеристиками трапецевидний.

Геометричні характеристики трапецевидного перерізу:

площа перерізу:

$A=0,5(20+70)x40=1800см^2$

статичний момент:

$S=20x40x0,5x40+2x0,5x40x25x40/3=29333см^3$

центр ваги:

$y_0=29333/1800=16см$

Порівняння отриманих величин показує,

uma.lvivcenter.org

що можна вважати їх характеристики однаковими.

Розрахунок виконуємо, як позацентрово стиснутого кам'яного елемента за п.4.74 СНиП II-22-81

$N \le m_g \varphi_1 R a_c w$

A_c- площа стиснутої частини перерізу, із умови, що її центр ваги співпадає з центром прикладення сили. Її межі визначаються з умови рівності нулю статичного моменту цієї площі відносно її центра ваги. При розташуванні центра ваги стиснутої частини трапецевидного перерізу на відстані 20см від грані , що співпадає з точкою прикладення поздовжньої сили, висота трапецевидної стиснутої частини перерізу буде рівна (з подібності фігур):

h=20/0,6=33,3 см

Площа стиснутої частини перерізу:

A_c=(20+61,6)x0,5x33,3=1358 см^2

Момент інерції:

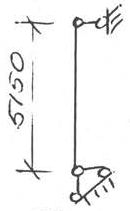
$$I_c = \frac{20 \times 33,3^3}{12} + 20 \times 33,3 \times \left(20 - \frac{33,3}{2}\right)^2 + 2 \times 0,5 \times 20,8 \times 33,3 \times \left(\frac{2 \times 33,3}{3} - 20\right)^2 = 72370 см^4$$

Радіус інерції стиснутої частини перерізу:

$$i_c = \sqrt{\frac{72370}{1358}} = 7,3 см$$

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

Розрахункова схема 1:



$l_0 = 515 см$

Гнучкість стиснутої частини перерізу:

$$\lambda h_c = \frac{515}{7,3} = 82$$

$\varphi_c = 0,65$

Гнучкість повного перерізу кам'яної колони:

$$\lambda h = \frac{515}{11,45} = 8752$$

$$i_k = \sqrt{\frac{235096}{1790}} = 11,45 см$$

$\varphi = 0,83$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,65 + 0,83}{2} = 0,74$$

$$w = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{4}{2 \times 20} = 1,1$$

$m_g = 1 - при\ h > 30 см$

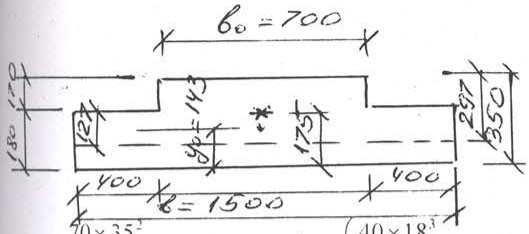
$N = 1 \times 0,74 \times 62 \times 1358 \times 1,1 = 75389 кг > 29777 кг$

Несуча здатність забезпечена.

Виконано розрахунок цегляної частини перерізу простінка з умови сприйняття ним зусилля від частини стіни, розташованої над ним в межах товщини кам`яної частини простінка.

uma.lvivcenter.org

Геометричні характеристики:



$$A = 70 \times 35 + 2 \times 40 \times 18 = 3890 см^2$$

$$S = 70 \times 35 \times 17{,}5 + 2 \times 40 \times 18 \times 9 = 55835 см^3$$

$$y_0 = \frac{55835}{3890} = 14{,}3 см$$

$$I = \frac{70 \times 35^3}{12} + 70 \times 35 \times 3{,}2^2 + 2\left(\frac{40 \times 18^3}{12} + 40 \times 18 \times 5{,}3^2\right) = 354521 см^4$$

$$i = \sqrt{\frac{354521}{3890}} = 9{,}54 см$$

Розрахунок виконуємо із умови позацентрового стиску з ексцентриситетом, який буде мати місце за рахунок зміщення центру ваги перерізу та цегляного муру, що розташований вище:

e=17,5-14,3=3,2см

За допомогою графіків додатку 2 "Пособия по проектированию каменных и армокаменных конструкций" визначаємо межі стиснутої частини перерізу з умови, що її центр співпадає з точкою прикладення сили

$$\alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{180}{350} = 0{,}51$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{700}{1500} = 0{,}47$$

$\varkappa = 0.41.$ $\eta = 0.0555$

$$h - z_0 = 17{,}5 см$$

$$z_0 = \varkappa h$$

$$h - \varkappa h = 17{,}5$$

$$h\left(1 - \varkappa\right) = h(1 - 0{,}41) = 0{,}59h = 17{,}5$$

$$h = \frac{17{,}5}{0{,}59} = 29{,}7 см$$

Площа стиснутої частини перерізу:

A_c=70x29,7+2x40x12,7=3095см

$$I_c = \frac{70 \times 29{,}7^3}{12} + 70 \times 29{,}7 \times \left(17{,}5 - \frac{29{,}7}{2}\right)^2 = 167421 см^4$$

$$i_c = \sqrt{\frac{167421}{3095}} = 7{,}35 см$$

Згідно п.4.7 СНиП II-22-81 дозволяється визначати гнучкість по висоті елемента в межах однозначної епюри моментів. По-скільки, в межах висоти комплексного простінка буде саме цей випадок, гнучкість буде рівна:

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History
uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

$$\lambda_h = \frac{250}{7.35} = 34$$

$$\varphi_1 = 0.84$$

$$\lambda_i = \frac{250}{9.54} = 26.2$$

$$\varphi = \frac{0.84 + 0.91}{2} = 0.875$$

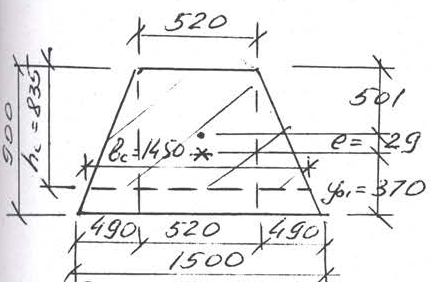
$$N = 0.875 \times 6 \times 3095 \times 1.09 = 17711кг > 16964кг$$

$$w = 1 + \frac{3.2}{2 \times 17.5} = 1.09$$

Несуча здатність забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність цегляної частини простінка, розташованої нижче комплексного простінка по перерізу II-II.

Геометричні характеристики перерізу:



З попередніх розрахунків

Площа перерізу:

$A=9180см^2$

$y_{01}=37см$

Момент інерції:

$I=4450720см^4$

Радіус інерції:

$i=22см$

Згинальний момент M=136046 кг·см, стискаюча сила N=46741кг,

Ексцентриситет:

$e_0=M/N=136046/46741=2,9см$

Висота стиснутої трапецевидної частини перерізу

$$h_c = \frac{50.1}{0.6} = 83.5см$$

Площа стиснутої трапецевидної частини перерізу:

$A_c=(52+143)x0,5x83,5=8141\ см^2$

$в_c=[(150-52)/90]x83,5+52=143\ см$

Момент інерції стиснутої частини перерізу:

$$I_c = \frac{52 \times 83.5^3}{12} + 52 \times 83.5(50.1 - 0.5 \times 83.5)^2 + 2 \times 0.5 \times 83.5 \times 45.5\left(\frac{2 \times 83,5}{3} - 50.1\right)^2 = 2943257см^4$$

Радіус інерції стиснутої частини перерізу:

$$i_c = \sqrt{\frac{2943257}{8441}} = 19см$$

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

$l_0 = h = 515см$

$\lambda_{h_1} = \frac{515}{19} = 27$

$\varphi_1 = 0.9$

$\lambda_h = \frac{515}{22} = 23.4$

$\varphi = 0.93$

$\varphi_1 = \frac{0.93 + 0.9}{2} = 0.915$

$w = 1 + \frac{2.9}{2 \times 50.1} = 1.028$

$N = m_g \varphi_1 R A_1 w = 1 \times 0.915 \times 6 \times 8141 \times 1.028 = 45945кг < 46741кг$

Міцність цегляної частини простінка по осі "1" не забезпечена з незначною різницею. Для стіни по осі "Д"

N=45945кг>43880кг

Міцність цегляної частини простінка по осі "Д" забезпечена.

Розрахункова схема 2:

$\lambda_{h_1} = \frac{1.25 \times 515}{19} = 33.9;$

$\varphi = 0.85$

$\lambda_h = \frac{1.25 \times 515}{22} = 29$

$\varphi = 0.89$

$\varphi = 0.5(0.85 + 0.89) = 0.87$

$N = 1 \times 0.87 \times 6 \times 8441 \times 1.028 = 43685кг < 46741кг \quad (вісь"1")$

$N = 43685кг < 43880кг \quad (вісь"Д")$

Міцність не забезпечена, по осі "Д" та осі "1" з незначною різницею.

По-скільки при розрахунковій схемі 3 розрахункова довжина значно зростає, міцність не буде забезпечена, і тому розрахунок не виконуємо.

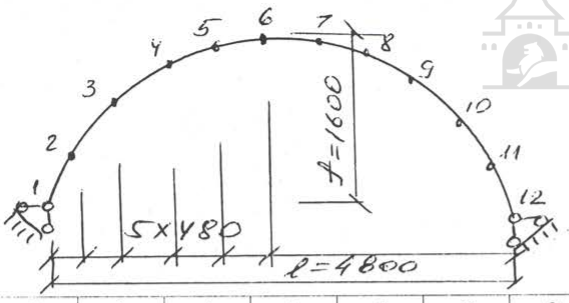
Розрахунок
склепінчастого цегляного перекриття над першим поверхом

Для розрахунку умовно вирізаємо фрагмент склепіння між серединами двох сусідніх бокових склепінчастих вставок, що складає ширину в вершині склепіння 2,5м.

Геометрія склепіння:

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
y	0	0.62	1.07	1.36	1.54	1.6	1.54	1.36	1.07	0.62	0
tgφ	1.49	1.1	0.78	0.49	0.24	0	0.24	0.49	0.78	1.1	1.49
cosφ	0.56	0.67	0.79	0.9	0.97	1	0.97	0.9	0.79	0.67	0.56
sinφ	0.83	0.74	0.61	0.44	0.23	0	-0.23	-0.44	-0.61	-0.74	-0.83

Навантаження від власної ваги складає при приведеній товщині в цеглу:

$g_1 = 1.2 \times 1800 \times 2.5 \times 0.3 = 1620 кг/м$

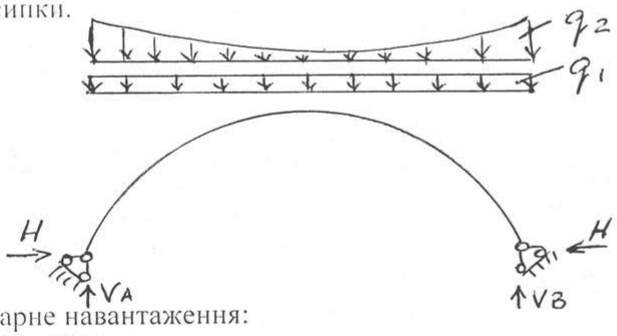
Вага засипки в межах п'яти арки:

$g_2 = 1.3 \times 800 \times 2.5 \times 1.0 = 2600 кг/м$

Навантаження від ваги дощатої підлоги та корисного навантаження на перекриття

$g_3 = 1.2 \times (35 + 200) \times 2.5 = 705 кг/м$

Розрахункова схема арки з прикладеним навантаженням при дії власної ваги та засипки.



Сумарне навантаження:

$g = 1620 + 705 = 2325 кг/м$

При рівномірно розподіленому навантаженні опорні реакції:

$V_A = V_B = 0.5 g l = 0.5 \times 2325 \times 4.8 = 5580 кг$

Розпор:

$$H = 0.125 \frac{g_1 l^2}{f} k = 0.125 \frac{2325 \times 4.8^2}{1.6} = 4185 кг$$

k=1- вважаємо, що по-скільки склепіння опирається на масивні стіни, їх податливість Δ=0.

Балкові момент та поперечна сила:

$M_0 = g_1 l^2 / 8 = 2325 \times 4.8^2 / 8 = 6696 кг$

$Q_0 = g l / 2 = 2325 \times 4.8 / 2 = 5580 кг$

uma.lvivcenter.org

Згинальні моменти і стискаючі зусилля в склепінні визначаємо за формулами:

$$M = M_0 - H \times y$$

$$N = Q_0 \sin\varphi + H \times \cos\varphi$$

При параболічному навантаженні від засипки:

$$V_A = V_B = 0.167 g_2 l = 0.167 \times 2600 \times 4.8 = 2085 кг$$

Розпор:

$$H = 0.0238 \frac{g_2 l^2}{f} k = 0.0238 \frac{2600 \times 4.8^2}{1.6} = 891 кг$$

Балкові момент та поперечна сила:

$$M_0 = V_A \times x - \frac{g_1 x^2}{2} + \frac{(g_1 - g_x)x^2}{4}$$

$$Q_0 = V_A \times g_1 x + \frac{2(g_1 - g_x)x}{3}$$

Збільшення навантаження на опорі:

$$g_1 = g\left(\frac{1}{\cos\varphi} - 1\right) = 0\left(\frac{1}{0.56} - 1\right) = 0 кг$$

$$g_1 - g_x = \frac{4 g_1 x(l - x)}{l^2}$$

Визначаємо зусилля в ключі склепіння:

від власної ваги:

$$M = 6696 - 4185 \times 1.6 = 0$$

$$N = 5580 \times 0 + 4185 \times 1 = 4185 кг$$

від засипки будівельним сміттям з врахуванням її нерівномірності:

$$g_1 - g_x = \frac{4 \times 2600 \times 2.4(4.8 - 2.4)}{4 \times 8^2} = 2600 кг$$

$$M_0 = 2085 \times 2.4 - \frac{2600 \times 2.4^2}{2} + \frac{2600 \times 2.4^2}{4} = 1260 кг \cdot м$$

$$Q_0 = 2085 - 2600 \times 2.4 + \frac{2 \times 2600 \times 2.4}{3} = 5 кг$$

$$M = 1260 - 891 \times 1.6 = -165.6 кг$$

$$N = 5 \times 0 + 891 \times 1 = 891 кг$$

Сумарні зусилля в ключі арки:

$$M = -165.6 кг$$

$$N = 4185 + 891 = 5076 кг$$

Ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{165.6}{5076} = 0.0326 м$$

Перевіряємо міцність при позацентровому стиску:

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History
uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії
Center for Urban History

$$A_c = 250 \times 13 \times \left(1 - \frac{2 \times 3.26}{13}\right) = 1620 см^2$$

$$N = 1620 \times 6 \times 1.24 = 12052 кг > 5076 кг$$

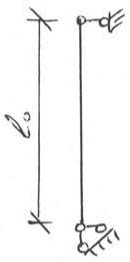
$$w = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 - \frac{3.2}{13} = 1.24$$

Міцність при симетричному навантаженні та величині корисного 200 кг/м^2 забезпечена.

При цьому не враховувались наявні дефекти склепіння, які під час реконструкції необхідно ліквідувати.

Розраховуємо простінок між осями "Г" та "Б" на першому поверсі.

Додаткове навантаження на простінок в порівнянні з другим поверхом буде складати вага стіни на простінок в межах між першим та другим поверхами та власна вага простінка.



Вага стіни:

$$N = 1.1 \times 1800 \times 2.5 \times 1.1 \times 2.3 = 12524 кг$$

Вага простінка:

$$N = 1.1 \times 1800 \times 3 \times 1.1 \times 0.5 = 3267 кг$$

Сумарне зусилля на простінок:

N=43880+12524+3267=59671кг

Площа перерізу простінка:

A=50x100=5000 см^2

Розрахунок виконуємо слабшому перерізу з площини простінка: h=50см з умови центрального стиску.

Висота H=200см (в межах вікна).

Розрахункова довжина l_0=H=200см.

Гнучкість:

$$\lambda_h = 200 / 50 = 4$$

$$\varphi = 1$$

Необхідний розрахунковий опір муру простінка:

$$R = \frac{N}{m_g \varphi A} = \frac{59671}{1 \times 1 \times 5000} = 11.93 кг/см^2 \approx 12 кг/см^2$$

$m_g = 1$ *при* $h = 50см > 30см$

При мурі з каменів природніх при висоті ряду 200 мм і марці М75 та розчині М4 розрахунковий опір муру R=12кг/см^2.

Несуча здатність забезпечена.

В площині більшого перерізу

uma.lvivcenter.org

Управління охорони історичного середовища
Центр міської історії Center for Urban History

$l_0 = 400см$

$h = 100см$

$\lambda_h = \frac{400}{100} = 4$

$\varphi = 4$

$R = \frac{59671}{1 \times 1 \times 5000} = 11.93кг/см^2 < 12кг/см^2$

Несуча здатність забезпечена.``

Перевіряємо несучу здатність монолітного перекриття над другим поверхом з умови міцності металевих балок.

Балка 2[12, W_x=2x50,6=101,2см^3

Згинальний момент, що може сприйняти металева балка з 2[12:

M=2150x101,2=217580 кг см =2175,8 кг/м

При цьому навантаження на 1м^2 перекриття буде складати:

$g = \frac{8M}{a \cdot l^2} = \frac{8 \times 2175.8}{1.3 \times 3.3^2} = 1129кг/м^2$

a=1,3м - крок балок

Згідно підрахунків навантаження на це перекриття складає g=713 кг/м^2, несуча здатність забезпечена.

Балка I 30^a, W_x=597см^3; I_x=8950см^4; I_y=400см^4

M=$R_y W_x$=2150x597=1283550кг см=12835,5 кг м

$g = \frac{8 \times 12835.5}{2.9 \times (7.1)^2} = 713кг/м^2$

що відповідає g=713кг/м^2.

Несуча здатність металевої балки I 30^a достатня.

uma.lvivcenter.org